



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBÍOS – SECTOR EL REVENTADOR”

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

OPCIÓN ESTRUCTURAS

AUTOR:

RUALES FONSECA MANUEL AGUSTÍN

TUTORA:

DRA. ING. GLADYS TERESA AYABACA CAZAR Ph.D.

QUITO – ECUADOR

2014

Dedicatoria

A Dios por darme la oportunidad de abrir los ojos en cada mañana y compartirlo con las personas que más amo, gracias Dios por tener a mi familia a mi lado.

A mis abuelitos. A Bolívar por ser aquel niño que a ningún momento dejo de serlo, por el transmitir esa alegría y esa preocupación de que algún rato baya hacer una de sus travesuras. A Carlota por el deseo de verme formado como todo un hombre de bien, ser una gran persona y ser un profesional , por estar pendiente de mi bienestar frente al mundo que me rodea.

A mis padres, a Manuel por brindar su carisma, su ambiente de alegría, por tener la iniciativa de hacer algo, por lo chistoso, por sacar lo mejor en toda circunstancia “siempre hay algo bueno en todo”. A Mireya por llevar en orden la casa, por la planificación de viajes y momentos especiales, por velar el bienestar de la familia, por ser severa ante mi comportamiento, por ver en mí la superación a cada día.

A mi hermano. A Carlos por los momentos compartidos, por escuchar mis ocurrencias y mis locuras, por tenerme paciencia, por entender que quiero lo mejor para él.

Al desempeño manifestado por los docentes al formar nuevos profesionales, por su trabajo y su enseñanza.

Agustín Ruales

Agradecimiento

Agradezco a Dios por estar presente en mi familia, por cuidarme, por estar siempre conmigo y por llegar a una meta más en mi vida.

Los agradecimientos se los llevan todos aquellos que me formaron como persona, que estuvieron a mi lado sea presencial o simplemente con su deseo sincero de que todo vaya bien, a aquellas personas que velaron por mi bien que se preocuparon, que lloraron, que rieron conmigo, aquellos que cuando me caí me levantaron.

Mis agradecimientos son para mis abuelitos, mis padres, mi hermano, a las personas que quiero, a las que me quieren, a mis amigos de infancia, del colegio, de la universidad. Amigos que espero seguir teniéndolos a mi lado y de viejos reunir y charlar de cuando éramos jóvenes.

Agustín Ruales

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, RUALES FONSECA MANUEL AGUSTIN en calidad de autor del trabajo de graduación titulado “DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBÍOS – SECTOR EL REVENTADOR”, por la presente autorizo a la Universidad Central del Ecuador hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o partes de los que contiene esta obra con fines estrictamente académicos o de investigación. Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes a la ley de propiedad intelectual y su reglamento.

Quito, 09 de enero de 2014

Firma:

RUALES FONSECA MANUEL AGUSTIN



C.I. 172170818-6

CERTIFICACION

En calidad de Tutora del Trabajo de Graduación:

**" Diseño de la superestructura de sección compuesta
(tablero de hormigón armado y vigas de acero
estructural) del Puente Piedra Fina en la Provincia de
Sucumbíos - Sector del Reventador"**

presentado y desarrollado por el señor RUALES FONSECA MANUEL AGUSTIN, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, considero, que el proyecto reúne los requisitos necesarios de contenido y novedad.

En la ciudad de Quito, a los 02 días del mes de Diciembre del 2013.



Dra. Ing. Teresa Ayabaca Cazar, Ph.D.

TUTORA

INFORME SOBRE CONCLUSIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

" Diseño de la superestructura de sección compuesta (tablero de hormigón armado y vigas de acero estructural) del Puente Piedra Fina en la Provincia de Sucumbíos - Sector del Reventador"

TUTOR: **Dra. Ing. TERESA AYABACA CAZAR, Ph.D.**

FECHA: 02 de Diciembre de 2013

1. Antecedentes:

- Con oficio FI-DCIC-2012-183 del 24 de abril del 2012, el Director de la Carrera de Ingeniería Civil ordena a la suscrita que en calidad de TUTOR, analice, dirija, oriente y presente en el plazo de 15 días el informe, sobre el plan del trabajo de graduación presentado por el señor RUALES FONSECA MANUEL AGUSTIN, para obtener el título de Ingeniero Civil, titulado " Diseño de la superestructura de sección compuesta (tablero de hormigón armado y vigas de acero estructural) del Puente Piedra Fina en la Provincia de Sucumbios - sector del Reventador " , previo a la aprobación por parte del Consejo Directivo de la Facultad.

2. Desarrollo del Trabajo de Graduación:

Para dar cumplimiento a lo ordenado se procedió a organizar la ejecución del trabajo y el estudiante realizó bajo mi supervisión las siguientes actividades:

- Recolección y análisis de las normas y más estándares para el diseño de puentes de carretera metálicos y de sección compuesta según el método propuesto por las especificaciones estadounidenses que se fundamentan en los criterios de los estados límite y los coeficientes de carga y resistencia (AASHTO-LRFD),
- Recolección y análisis de la información existente en los estudios preliminares realizados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas para el diseño del puente Piedra Fina,
- Propuesta y análisis técnico-económico de alternativas de diseño del puente a implantarse en el sitio Piedra Fina - Sector del Reventador de la Provincia de Sucumbíos,

- Diseño de la alternativa recomendada como un puente de vigas I de alma llena longitudinales de acero de inercia variable y sección transversal compuesta con tablero de hormigón fundido en obra, y
- Elaboración de los planos de diseño de la superestructura y evaluación económica de la construcción del puente.
- Paralelamente a la ejecución de las actividades anotadas, el estudiante redactó la memoria del trabajo de graduación, la cual fue revisada y corregida no solamente desde el punto de vista del contenido, sino también del estilo y de la forma, cumpliendo en lo posible con las exigencias de la redacción académica.



Dra. Ing. TERESA AYABACA CAZAR, Ph.D.

PROFESORA PRINCIPAL

TUTORA



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 18 DE DICIEMBRE DE 2013

Señor RUALES FORSBERG MANUEL AGUSTIN

Tema: "DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA
(TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL)
DEL PUENTE DE PIEDRA FINA II - PROVINCIA DE SUCUMBIOS - SECTOR EL REVENTADOR"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	Ing. JORGE VASQUEZ	19.0	DIECINUEVE	
PROFESOR TITULAR	Ing. Fernando Rivas	19.0	DIECINUEVE	
PROMEDIO		19.0	DIECINUEVE	

Dra. Katherlyne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)



CONTENIDO

CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos del trabajo de graduación.....	1
1.2. Justificación del diseño del puente Piedra Fina II	1
1.3. Descripción del proyecto de diseño.....	3
1.3.1. Antecedentes	3
• Razones por las que falló el puente sobre el Río Piedra fina II	5
1.3.2. Ubicación del proyecto	5
1.3.3. Amenaza sísmica	6
1.3.4. Recursos económicos.....	7
• Cantón El Chaco	7
• Cantón Gonzalo Pizarro.....	8
CAPÍTULO 2.....	12
ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....	12
2.1. Estudios Preliminares.....	12
2.1.1. Estudio Topográfico (<i>Ver Anexo 1</i>).....	12
2.1.2. Estudio hidrológico e hidráulico (<i>Ver Anexo 2</i>).....	13
• Características morfométricas de la cuenca hidrográfica.....	13
• Intensidades de precipitación.....	14
• Caudal máximo de diseño.....	15
• Parámetros hidráulicos	15
• Socavación del cauce	16
2.1.3. Estudio geofísico (<i>ver Anexo 3</i>).....	17
• Geología del área de implantación del puente sobre el río Piedra Fina II....	17

• Geofísica (Sísmica de refracción)	18
• Obras de defensa	21
2.1.3. Estudio de fuentes de materiales de construcción (ver Anexo3)	21
2.1. Alternativas de diseño	22
2.2.1. Información de implantación del puente sobre el río Piedra Fina II	22
2.2.2. Alternativas de diseño de la superestructura	23
• Análisis de parámetros técnicos	23
• Parámetro económico (costo estimado de construcción)	25
Alternativa “A”: Puente de hormigón armado de vigas longitudinales simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.....	26
Alternativa “B”: Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado	35
Alternativa “C”: Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.....	42
2.1.3. Alternativa recomendada	51
CAPÍTULO 3.....	53
SUPERESTRUCTURAS DE SECCIÓN COMPUESTA	53
3.1. Generalidades sobre los puentes de carretera.....	53
3.1.1. Partes de un puente.....	53
• La Superestructura.....	54
• La Subestructura o Infraestructura	54
• La cimentación o fundación	55
3.1.2. Elementos de la Superestructura.....	55
• Equipamiento	55
• Elementos principales	56
• Elementos secundarios	56
• Elementos complementarios	57

3.2. Secciones transversales para puentes de vigas longitudinales de Carretera	58
3.2.1. Secciones transversales de un solo material	58
• SECCIONES TRANSVERSALES DE MADERA	58
• SECCIONES TRANSVERSALES DE HORMIGÓN ARMADO	63
• SECCIONES TRANSVERSALES DE ACERO	66
Secciones transversales tipo Bailey	66
Secciones transversales de acero tipo armadura	67
Secciones transversales de acero tipo viga I (trabe).....	69
3.2.2. Secciones compuestas por varios materiales	73
• Secciones compuestas por madera tensada.....	74
Uniones de solera y vigas.....	77
Ensamble del tablero tensado	79
Ventajas y desventajas.....	80
• Secciones compuestas por acero y hormigón armado	82
Funciones del conector	83
Formas de los conectores	84
Ventajas y desventajas.....	85
• Secciones compuestas por hormigón armado y hormigón armado preesforzado	86
Hormigón pretensado	87
Hormigón postensado.....	87
Elementos de vigas de hormigón preesforzado	88
Momentos y esfuerzos provocados en el hormigón presforzado	93
Pérdidas del preesforzado	95
Ventajas y desventajas del hormigón preesforzado	95
• SECCIONES DE TABLEROS PARA PUENTES DE CARRETERA SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DE LA AASHTO.....	97

CAPITULO 4.....99

MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA DE SECCIÓN COMPUESTA CON VIGAS LONGITUDINALES DE ACERO99

4.1. Las especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método de los ESTADOS LÍMITE..... 99

4.1.1. ESTADOS LÍMITE, cargas y combinaciones de cargas (LRFD-AASHTO) 99

- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 99
- ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA 100
- ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA..... 100
- ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO 101
- Efecto de carga nominal 103
- Cargas permanentes: 103
- Cargas transitorias: 103
- Factor de carga..... 104
- Factor por gradiente de temperatura 105
- Factor de asentamiento 105
- Factor para las cargas vivas en la combinación de Evento Extremo..... 105

4.1.2. Diseño de protecciones laterales 105

- Tipos de protecciones laterales 105
- Elementos de protecciones laterales 106
- Estados límite para el diseño: 106
- Estado Límite de Resistencia..... 106
- Estado Límite de Evento Extremo 106
- Dimensionamiento mínimo para protecciones laterales vehiculares 106
- Niveles de capacidad de carga de protecciones laterales vehiculares 107
- Protecciones laterales vehiculares..... 109
- Diseño de parapeto de hormigón (protección lateral maciza) 110

Impacto contra un segmento de barrera.....	111
Impacto contra un extremo de barrera	112
4.1.3. Diseño de tablero de Hormigón Armado para Puentes de Carretera	114
• Tipos de tableros de hormigón armado.....	114
• Diseño del tablero con armadura principal perpendicular al tráfico.....	114
A. Preselección del espaciamiento entre vigas y la longitud del voladizo .	114
B. Verificación del espesor del tablero	115
C. Carga muerta solicitante.....	116
D. Solicitación por carga muerta: momentos flectores y reacciones en los apoyos	117
E. Solicitación por carga viva.....	118
F. Diseño del refuerzo	121
F. Diseño de la armadura de refuerzo.....	127
G. Control de la fisuración Estado Límite de Servicio:	130
H. Armado del tablero: Vanos Internos	134
I. Comprobación de la resistencia del voladizo.....	134
3.1.4. DISEÑO DE PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA CON VIGAS DE ACERO	145
• MATERIAL. ACERO ESTRUCTURAL.....	145
Composición.....	145
Propiedades mecánicas	148
Cuidados pertinentes.....	152
• Perfiles laminados	153
Perfiles laminados en caliente	153
Perfiles soldados y electrosoldados	157
Perfiles laminados en frío	158
DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES DE ACERO	160
• Predimensionamiento de vigas metálicas	160

Análisis de cargas	162
• Análisis de viga sola:.....	162
Primera etapa: Construcción del tablero armado	162
Segunda etapa: Sección compuesta (peso propio).....	165
Tercera Etapa: Sección compuesta del puente en servicio	169
Verificación de los esfuerzos admisibles:	173
Efectos de carga combinados:	174
Cálculo de la capacidad del Momento Plástico	175
• Diseño por cortante	178
DISEÑO DE ATIESADORES O RIGIDIZADORES.....	179
Disposiciones generales	179
• RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO	180
Ancho del rigidizador	180
Espesor del rigidizador.....	180
Momento de Inercia	181
Espaciamiento entre rigidizadores intermedios	181
• RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE APOYO.....	182
Ancho de rigidizador de apoyo	182
Espesor del rigidizador de apoyo	182
Ancho sobresaliente	183
Momento de Inercia	183
Resistencia al aplastamiento.....	183
Control del pandeo	184
Esfuerzo admisible del rigidizador:	185
Esfuerzo actuante del rigidizador:	185
Carga máxima soportante por el rigidizador	185

• RIGIDIZADOR LONGITUDINAL	186
Ancho del rigidizador longitudinal	186
Espesor mínimo del rigidizador longitudinal	186
Ubicación del rigidizador longitudinal	186
Resistencia al pandeo flexional del alma	187
Proporciones del alma	188
Inercia del rigidizador longitudinal	188
DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE	188
Disposiciones generales	188
Requisitos especiales para puntos de contraflexión bajo carga permanente	189
• Tipos de conectores	190
• Resistencia a la fatiga.....	190
• Frecuencia	191
• Estado Límite de Resistencia.....	193
• Fuerza de corte nominal	194
• Resistencia nominal al corte	195
• Separación longitudinal de los conectores de corte.....	196
• Separación transversal de los conectores de corte	198
• Recubrimientos de hormigón y penetración	198
CONTRAVIENTOS HORIZONTALES (DIAFRAGMAS) Y CONTRAVIENTO VERTICAL (DIAGONALES)	198
• Relación de esbeltez límite	199
• Distribución de la carga de viento lateral en puentes de vigas	200
CONTRAVIENTO HORIZONTAL (DIAGONALES INFERIORES).....	202
• Placas de unión transversales	202
• Placas de unión laterales.....	203

• Relación de esbeltez	204
CONEXIONES Y SISTEMAS DE SUJECCIÓN	206
• CONEXIONES REMACHADAS	207
Funcionamiento	208
• CONEXIONES EMPERNADAS	209
Tipos de pernos.....	210
Posibles modos de falla en uniones empernadas.....	211
Ventajas y desventajas de las conexiones apernadas	212
Cálculo de pernos y remaches a carga axial	214
Configuración de pernos y remaches	216
• CONEXIONES POR SOLDADURA	218
Procesos de soldadura	219
Tipos de uniones	220
Tipos de soldadura	221
Ventajas y desventajas de conexiones soldadas.....	226
Especificaciones AISI (American Iron and Steel Institute)	227
Recomendaciones del AISC aplicables a la soldadura.....	229
CAPÍTULO 5.....	231
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PIEDRA FINA II DE SECCIÓN	
COMPUESTA (VIGAS METÁLICAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO)	231
Descripción:	231
SELECCIÓN DE LAS PROTECCIONES LATERALES: MATERIALES Y DISEÑO	232
MATERIALES	232
DISEÑO DE PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR	232
DISEÑO DE TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO	234
A. Preselección de la protección lateral.....	234
B. Preselección del espesor del tablero	234

C.	Preselección del espaciamiento entre vigas y la longitud del voladizo	236
D.	Preselección de la altura de las vigas.....	236
E.	Comprobación del gálibo libre (MOP-Ecuador)	237
F.	Sección transversal adoptada (Prediseño).....	237
Diseño del tablero con armadura principal perpendicular al tráfico.....		237
A.	Verificación del espesor del tablero	237
B.	Carga muerta solicitante	238
C.	Solicitud por carga muerta: momentos flectores y reacciones en los apoyos.	239
D.	Solicitud por carga vehicular HL-93:.....	244
E.	Diseño del refuerzo	250
F.	Diseño de la armadura de refuerzo	257
G.	Armado de tablero: vanos internos	272
H.	Comprobación de la resistencia del voladizo:	273
I.	Armadura inferior del voladizo	290
J.	Armado del voladizo y del primer vano interno:	291
K.	Armado final del tablero:	292
DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS		293
Predimensionamiento de vigas metálicas		293
Análisis de cargas		296
Secciones de análisis de la viga metálica		297
ANÁLISIS DE VIGA SOLA (SECCIÓN OBLIGATORIA CENTRO DE LUZ)		298
•	PRIMERA ETAPA: Construcción del tablero armado	298
ANÁLISIS DE SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA (SECCIÓN OBLIGATORIA CENTRO DE LUZ).....		301
•	SEGUNDA ETAPA: Sección compuesta (peso propio)	301
ANÁLISIS DEL PUENTE EN SERVICIO (SECCIÓN OBLIGATORIA CENTRO DE LUZ)		309

• TERCERA ETAPA: Sección compuesta del puente en servicio.....	309
Verificación de los esfuerzos admisibles:	318
ANÁLISIS POR CORTE	318
• Esfuerzos cortantes últimos solicitantes en secciones obligatorias:	318
• Análisis de sección crítica por esfuerzo cortante último:	319
ANÁLISIS POR FLEXIÓN.....	322
• Momentos últimos solicitantes en secciones obligatorias (en apoyos y centro de luz):	322
• Análisis de sección crítica por esfuerzo flexionante:	323
Cálculo de la capacidad del momento resistente en el centro de la luz.....	323
• Determinación si la sección es compacta en la sección crítica.....	327
ANÁLISIS DE VIGA METÁLICA (SECCIONES COMPLEMENTARIAS)	328
• PRIMERA ETAPA: Construcción del tablero armado.....	328
ANÁLISIS DE SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA (SECCIONES COMPLEMENTARIAS)	332
• SEGUNDA ETAPA: Sección compuesta (peso propio)	332
ANÁLISIS DEL PUENTE EN SERVICIO (SECCIONES COMPLEMENTARIAS)	338
• TERCERA ETAPA: Sección compuesta del puente en servicio.....	338
• Cálculo de los efectos por carga viva (Camión de Diseño) en secciones complementarias	341
CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL MOMENTO RESISTENTE EN SECCIONES COMPLEMENTARIAS	356
• Análisis en secciones complementarias.....	356
ELEMENTOS SECUNDARIOS	375
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO	375
• Ubicación del rigidizador de apoyo.....	375
• Ancho del rigidizador de apoyo	375
• Espesor del rigidizador de apoyo	376

• Peralte del rigidizador de apoyo	376
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO	376
• Espaciamiento entre rigidizadores intermedios	376
• Ancho del rigidizador intermedio	378
• Peralte del rigidizador intermedio	378
• Espesor del rigidizador	379
• Propiedades de los rigidizadores transversales	382
Inercia	382
Área de columna	382
Cortante máximo resistente:	382
RIGIDIZADOR LONGITUDINAL	384
CONECTORES DE CORTE.....	385
• Resistencia a la fatiga.....	385
• Frecuencia.....	385
• Resistencia al corte	388
• Fuerza de corte nominal	390
• Chequeo de espaciamientos	391
• Recubrimientos de hormigón y penetración	394
CONTRAVIENTOS HORIZONTALES (DIAFRAGMAS)	394
• Propiedades del perfil	395
• Relación de esbeltez	395
• Distribución de la carga de viento lateral en puentes de vigas	396
CONTRAVIENTOS VERTICALES (DIAGONALES).....	398
• Relación de esbeltez	398
CONTRAVIENTO HORIZONTAL (DIAGONALES INFERIORES).....	400
• Propiedades del perfil	400

• Relación de esbeltez	401
DISEÑO DE LA SOLDADURA.....	404
• Soldadura de filete de placa metálica con patín inferior de viga para la colocación de contravientos horizontales (diagonales inferiores)	404
• Soldadura de filete de patín superior e inferior con el alma	407
• Soldadura de filete de patín superior e inferior y con el rigidizador transversal.....	410
• Soldadura de filete del rigidizador transversal con el alma	412
• Soldadura de filete del perno de corte con el patín superior de viga	414
DISEÑO DE CONEXIONES APERNADAS.....	415
• Conexión entre placa metálica y diagonales horizontales.....	416
• Conexión entre rigidizador transversal y arriostramiento horizontal (diafragmas)	418
Análisis de conexión apernada rigidizador transversal de apoyo-diafragma .	418
Análisis de conexión apernada rigidizador transversal intermedio inicial-diafragma	420
Análisis de conexión apernada rigidizador transversal intermedio-diafragma	422
• Análisis a la conexión rigidizador transversal - (diagonales verticales)	424
• CONEXIÓN ENTRE DIAGONALES VERTICALES	425
Conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo.....	426
Análisis de conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal inicial	427
Análisis de conexión apernada entre diagonales verticales rigidizador transversal.....	429
• Análisis a la conexión apernada entre diagonales horizontales	431
CAPÍTULO 6.....	434
PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO PIEDRA FINA II	434

CAPÍTULO 7.....	441
PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTO	441
7.1. IMPORTANCIA.....	441
7.2. DEFINICIONES.....	441
7.3. PRECIOS UNITARIOS.....	443
7.4. Volúmenes de obra	479
7.5. Presupuesto	480
CAPITULO 8.....	482
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	482
CONCLUSIONES:.....	482
RECOMENDACIONES:.....	484
BIBLIOGRAFÍA	487
ANEXOS	500

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1.1 Ubicación general del Puente Río Piedra Fina II.....	2
Fig. 1.2 Mapa político del cantón Gonzalo Pizarro provincia de Sucumbíos	2
Fig. 1.3 Poblaciones beneficiadas en el cantón El Chaco provincia del Napo.....	3
Fig. 1.4 Poblaciones beneficiadas en el cantón Gonzalo Pizarro provincia de Sucumbíos.	3
Fig. 1.5 Vista del puente existente antes de la avenida.....	4
Fig. 1.6 Vista del lugar del puente después de la avenida	4
Fig. 1.7 Detalle del material suelto arrastrado por el cauce.....	5
Fig. 1.8 Área de influencia donde la erupción del Reventador tuvo su mayor impacto en su última erupción en el año 2002.....	6
Fig. 2.1 Curva Intensidad-Duración-Período de Retorno	14
Fig. 2.2 Nomenclatura en la sección transversal del puente en hormigón armado (alternativa “A”).....	26
Fig. 2.3 Sección transversal del puente en hormigón armado (alternativa “A”)	28
Fig. 2.4 Planta del puente en hormigón armado (alternativa “A”)	28
Fig. 2.5 Elevación del puente en hormigón armado de vigas longitudinales simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado (alternativa “A”)	29
Fig. 2.6 Encofrado para vigas y tablero en toda la longitud del vano	32
Fig. 2.7 Encofrado para vigas y tablero en los extremos del vano.....	33
Fig. 2.8 Nomenclatura en la sección transversal del puente de vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa “B”)	35
Fig. 2.9 Sección transversal del puente de vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa “B”)	36
Fig. 2.10 Planta del puente de vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa “B”).....	36
Fig. 2.11 Elevación del puente vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa “B”).....	37
Fig. 2.12 Encofrado para el tablero en toda la longitud del vano.....	40

Fig. 2.13 Encofrado para el tablero en los extremos del vano	40
Fig. 2.14 Nomenclatura en la sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.....	43
Fig. 2.15 Sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.....	44
Fig. 2.16 Planta del puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.....	44
Fig. 2.17 Elevación del puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.....	46
Fig. 2.18 Encofrado para el tablero en toda la longitud del vano.....	48
Fig. 2.19 Encofrado para el tablero en los extremos del vano	48
 Fig. 3.1 Partes básicas de un puente.....	 53
Fig. 3.2 Equipamiento, tablero, elementos principales y secundarios de la superestructura de un puente de vigas armadas de acero	57
Fig. 3.3 Elementos complementarios de la superestructura de un puente	57
Fig. 3.4 Sección transversal con vigas simples o compuestas.....	59
Fig. 3.5 Sección transversal de vigas con apoyos intermedios mediante sopanda	60
Fig. 3.6 Sección transversal de vigas con apoyo intermedio a tope	60
Fig. 3.7 Secciones transversales con vigas en celosía tipo Warren.....	61
Fig. 3.8 Secciones transversales con vigas en celosía tipo Howe	62
Fig. 3.9 Secciones transversales con vigas en celosía tipo K.....	62
Fig. 3.10 Secciones transversales tipo losa	63
Fig. 3.11 Sección transversal tipo vigas-losa (vigas T).....	64
Fig. 3.12 Secciones transversales de peralte variable.....	65
Fig. 3.13 Sección transversal tipo Bailey.....	66
Fig. 3.14 Vista isométrica de una superestructura tipo armadura	68
Fig. 3.15 Sección transversal armadura tipo WARREN sin montantes	68

Fig. 3.16 Vigas laminadas tipo W	71
Fig. 3.17 Tipos de vigas armadas.....	72
Fig. 3.18 Sección transversal con vigas metálicas tipo perfil	73
Fig. 3.19 Barra ASTM A722 y elemento de anclaje	75
Fig. 3.20 Sistema de anclaje	76
Fig. 3.21 Detalle de la unión que restringe el movimiento del tablero	77
Fig. 3.22 Detalle anclaje solera-viga transversal de acero	77
Fig. 3.23 Detalle anclaje solera-viga transversal de hormigón armado.....	78
Fig. 3.24 Sección transversal del tablero con la conexión solera-taco central	78
Fig. 3.25 Cortes A-A y B-B en la conexión solera-taco central	78
Fig. 3.26 Sección transversal del tablero con conexiones antisísmicas	78
Fig. 3.27 Corte A-A y B-B del tablero con conexiones antisísmicas	79
Fig. 3.28 Frecuencia de uniones de tope en tablero.....	79
Fig. 3.29 Configuración típica de la carpeta asfáltica sobre puentes de madera tensada	80
Fig. 3.30 Puente con tablero de madera tensada y vigas metálicas	81
Fig. 3.31 Puente con tablero de madera tensada y vigas de hormigón armado	82
Fig. 3.32 Esquema del Conector.....	83
Fig. 3.33 Formas de conectores	84
Fig.3.34 Formas embebidas de los conectores en el hormigón armado	85
Fig. 3.35 Sección compuesta de tablero de hormigón armado y vigas metálicas	86
Fig. 3.36 Sección compuesta de tablero de hormigón armado y armadura metálica tipo WARREN con verticales (de paso superior)	86
Fig. 3.37 Sección transversal compuesta de un puente de hormigón armado con vigas de hormigón presforzadas. Tipo I	89
Fig. 3.38 Detalle de ducto, vaina, cordón de cables, anclaje y placa de anclaje.....	89
Fig. 3.39 Detalle de anclaje	90
Fig. 3.40 Ubicación de ductos en extremos y centro de luz.	90

Fig. 3.41 Ubicación de ductos. Sección longitudinal	90
Fig. 3.42 Detalle de anclaje	90
Fig. 3.43 Secciones transversales tipo viga cajón	92
Fig. 3.44 Secciones compuestas por hormigón armado y hormigón armado presforzado	96
Fig. 3.45 Secciones compuestas por hormigón armado y hormigón armado presforzado en vigas cajón.....	96
Fig. 4.1 Nomenclatura de cargas de diseño	109
Fig. 4.2 Tipos de protecciones laterales vehiculares.....	109
Fig. 4.3 Cargas de diseño en protecciones laterales (parapeto de hormigón)	110
Fig. 4.4 Falla por el impacto de un vehículo contra un segmento del parapeto	112
Fig. 4.5 Falla por el impacto de un vehículo contra un extremo del parapeto.....	112
Fig. 4.6 Análisis de las líneas de fluencia del impacto en el segmento del parapeto	113
Fig. 4.7 Carga distribuida del peso de la protección lateral	116
Fig. 4.8 Carga distribuida del peso de la capa de rodadura	116
Fig. 4.9 Carga distribuida del peso de la losa	116
Fig. 4.10 Carga distribuida del peso de la losa	116
Fig. 4.11 Diagrama de momentos de la franja transversal del tablero en análisis	117
Fig. 4.12 Carga viva vehicular HL-93.....	118
Fig. 4.13 Ubicación de la carga de rueda en posición de máxima excentricidad	119
Fig. 4.14 Posición del eje del camión de diseño para momento máximo positivo (una vía cargada)	119
Fig. 4.15 Posición del eje del camión de diseño para momento máximo positivo (dos vías cargadas simultáneamente).....	120
Fig. 4.16 Posición del eje del camión de diseño para momento máximo negativo (una vía cargada)	120
Fig. 4.17 Posición de máxima excentricidad del eje posterior del camión de diseño para obtener la reacción máxima en la viga externa.....	121

Fig. 4.18 Cargas y Sección Crítica (A-A) para el momento negativo de diseño.....	126
Fig. 4.19 Recubrimientos y alturas efectivas.....	127
Fig. 4.20 Longitud equivalente para secciones transversales con tablero de hormigón armado.....	129
Fig. 4.21 Ubicación del Eje Neutro para la verificación del refuerzo positivo para la sección transformada	132
Fig. 4.22 Ubicación del Eje Neutro para la verificación del refuerzo negativo	133
Fig. 4.23 Armado de los vanos interiores del tablero (corte transversal)	134
Fig. 4.24 Cargas y selección de análisis para diseño del voladizo	136
Fig. 4.25 Armadura total en el voladizo del tablero.....	139
Fig. 4.26 Longitud de desarrollo del gancho a 180° del extremo de la armadura principal superior del voladizo.....	140
Fig. 4.27 Carga muerta por unidad de longitud de voladizo.....	142
Fig. 4.28 Diagrama de momento de choque en el primer vano interior del tablero.....	142
Fig. 4.29 Comportamiento elástico, fluencia y esfuerzo de rotura del acero.....	149
Fig.4.30 Fluencia y esfuerzo de rotura de aceros trabajados en frío.....	149
Fig. 4.31 Módulo de elasticidad para distintos tipos de aceros.....	150
Fig.4.32 Ductilidad por deformación	151
Fig.4.33 Ductilidad por energía de deformación	151
Fig. 4.34 Proceso de laminación	153
Fig.4.35 Curvas esfuerzo-deformación para varios tipos de aceros estructurales	156
Fig.4.36 Perfiles laminados en caliente.....	157
Fig.4.37 Perfiles laminados en frío.....	159
Fig. 4.38 Esquema de la viga metálica	160
Fig. 4.39 Diagrama de esfuerzos (1era etapa)	164
Fig. 4.40 Sección resistente (2da etapa)	165
Fig. 4.41 Diagrama de esfuerzos (2da etapa).....	169
Fig. 4.42 Diagrama de esfuerzos finales (peso propio)	169

Fig. 4.43 Posición del vehículo (C.V. Diseño HL-93)	169
Fig. 4.44 Sección resistente (Puente en servicio).....	171
Fig. 4.45 Diagrama de esfuerzos finales (carga viva)	173
Fig. 4.46 Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio)	173
Fig. 4.47 Detalle de momento plástico. Casos	175
Fig. 4.48 Diagrama de esfuerzos. Eje neutro plástico (e.n.p.)	176
Fig. 4.49 Detalle de viga predimensionada.....	180
Fig. 4.50 Dimensionamiento del rigidizador transversal intermedio	180
Fig. 4.51 Distribución de atiesadores o rigidizadores	181
Fig. 4.52 Dimensionamiento del rigidizador transversal de apoyo	182
Fig. 4.53 Dimensionamiento del rigidizador longitudinal.....	186
Fig. 4.54 Tipos de conectores.....	190
Fig.4.55 Nomenclatura del dimensionamiento de conectores tipo perno.....	196
Fig. 4.56 Conector de corte tipo canal	196
Fig. 4.57 Perfiles	199
Fig. 4.58 Contraviento horizontal (diafragmas) y diagonales verticales.....	201
Fig. 4.59 Detalle de ubicación de la placa.....	203
Fig. 4.60 Contraviento horizontal (diagonales inferiores)	205
Fig. 4.61 Detalle de remaches.....	207
Fig. 4.62 Detalle de uniones empernadas.....	209
Fig. 4.63 Modos de falla en uniones empernadas	211
Fig. 4.64 Perno o remache a esfuerzo de corte	214
Fig. 4.65 Placa a esfuerzo de tracción.....	215
Fig. 4.66 Placa a esfuerzo de aplastamiento.....	215
Fig.4.67 Placa a esfuerzo cortante en los bordes	216
Fig. 4.68 Costura en cadena (hileras en dos direcciones).....	216

Fig.4.69 Costura en zigzag.....	217
Fig.4.70 Conexión empernada con carga excéntrica	217
Fig. 4.71 Procesos de soldadura.....	218
Fig. 4.72 Tipos de uniones.....	220
Fig. 4.73 Formas de soldadura filete.....	222
Fig. 5.1 Tablero en planta	231
Fig. 5.2 Superestructura compuesta en elevación.....	231
Fig. 5.3 Sección transversal	232
Fig. 5.4 Sección transversal adoptada para protección lateral vehicular parapeto (PV-5)	233
Fig. 5.5 Esquema de armado y dimensionamiento de la protección lateral parapeto (PV-5)	233
Fig. 5.6 Sección transversal de la superestructura del puente	237
Fig. 5.7 Diagrama de momentos de la franja transversal del tablero en análisis	240
Fig. 5.8. Carga distribuida del peso de la losa	240
Fig. 5.9 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso del tablero en SAP 2000	240
Fig. 5.10 Carga distribuida del peso de la losa	241
Fig. 5.11 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso de la losa en SAP 2000	241
Fig.5.12 Carga distribuida del peso de la protección lateral	241
Fig. 5.13 Análisis de la sección para hallar el centro de gravedad.....	242
Fig. 5.14 Ubicación del centro de gravedad del parapeto	242
Fig. 5.15 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso de la protección lateral en SAP 2000	243
Fig. 5.16. Carga distribuida del peso de la capa de rodadura	243
Fig. 5.17 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso de la capa de rodadura en SAP 2000	244

Fig. 5.18 Ubicación de la carga de rueda en posición de máxima excentricidad	244
Fig. 5.19 Posición del eje del camión de diseño para momento máximo positivo (una vía cargada)	246
Fig. 5.20 Momento y reacción obtenidos con el programa SAP 2000 para la posición del eje del camión de diseño para momento máximo positivo (una vía cargada).....	246
Fig. 5.21 Posición del eje del camión de diseño para momento máximo positivo (dos vías cargadas)	247
Fig. 5.22 Momento y reacción obtenidos con el programa SAP 2000 para la posición del eje del camión de diseño para momento máximo positivo (dos vías cargadas simultáneamente).....	247
Fig. 5.23 Posición del eje del camión de diseño para momento máximo negativo (una vía cargada)	248
Fig. 5.24 Momento obtenido con el programa SAP 2000 para la posición del eje del camión de diseño para momento máximo negativo (una vía cargada)	249
Fig. 5.25 Posición de máxima excentricidad del eje posterior del camión de diseño para obtener la reacción máxima en la viga externa	250
Fig. 5.26 Reacción obtenida con el programa SAP 2000 representa el ancho de la sección transversal de la protección lateral más los 300mm	250
Fig. 5.27 Cargas y Sección Crítica A-A para el momento negativo de diseño	254
Fig. 5.28 Alturas efectivas en el armado del tablero	257
Fig. 5.29 Distancias entre ejes longitudinales de viga	262
Fig. 5.30 Ubicación del Eje Neutro (e.n.) para la verificación del refuerzo positivo	268
Fig. 5.31 Ubicación del Eje Neutro (e.n.) para la verificación del refuerzo negativo.....	270
Fig. 5.32 Armado de los vanos interiores del tablero (corte transversal)	273
Fig. 5.33 Cargas y sección de análisis para diseño del voladizo	274
Fig. 5.34 Armado en tablero (losa-voladizo) corte longitudinal	281
Fig. 5.35 Armado en tablero (losa-voladizo) corte transversal.....	281
Fig. 5.36 Longitud de desarrollo del gancho a 180° del extremo de la armadura principal superior del voladizo.....	283
Fig. 5.37 Carga muerta por unidad de longitud de voladizo	285

Fig. 5.38 Diagrama de momento de choque en el primer vano interior del tablero.....	286
Fig. 5.39 Esquema de viga metálica	293
Fig. 5.40 Dimensionamiento adoptado de la viga metálica en el centro de luz (abscisa 22500mm).....	295
Fig. 5.41 Sección transversal de la superestructura del puente	296
Fig. 5.42 Esquema de sección resistente (primera etapa)	298
Fig. 5.43 Esquema y centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga (primera etapa)	299
Fig. 5.44 Diagrama de esfuerzos (primera etapa).....	301
Fig. 5.45 Sección resistente (segunda etapa).....	302
Fig. 5.46 Esquema y centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga (segunda etapa)	305
Fig. 5.47 Diagrama de esfuerzos (segunda etapa)	307
Fig. 5.48 Diagrama de esfuerzos finales (puente vacío)	307
Fig. 5.49 Determinación de la carga crítica.....	309
Fig. 5.50 Ubicación de la resultante.....	310
Fig. 5.51 Diagrama de cortantes y momentos por carga viva (Camión de Diseño) en sección crítica por flexión	312
Fig. 5.52 Diagrama de cortantes y momentos por carga viva (Camión de Diseño) en sección crítica por corte.....	313
Fig. 5.53 Sección resistente (Puente en servicio).....	314
Fig. 5.54 Esquema y centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga (segunda etapa) (tercera etapa)	315
Fig. 5.55 Diagrama de esfuerzos (tercera etapa).....	317
Fig. 5.56 Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio) en el centro de la luz (abscisa 22500mm)	318
Fig. 5.57 Sección transversal de viga en secciones obligatorias de análisis al corte (abscisa 0mm y 45000mm)	321
Fig. 5.58 Carga resistente de cada elemento de la sección transversal compuesta.....	323
Fig. 5.59 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	324

Fig. 5.60 Ubicación del eje neutro plástico en el centro de la luz de la viga (sección 7)	325
Fig. 5.61 Diagrama para el cálculo del momento resistente en el centro de la luz de la viga (sección 7).....	326
Fig. 5.62 Esquema de sección resistente para secciones complementarias (primera etapa).....	328
Fig. 5.63 Esquema del centroide de la sección resistente para secciones complementarias (primera etapa).....	329
Fig. 5.64 Sección resistente (segunda etapa).....	332
Fig. 5.65 Esquema del centro de gravedad de la sección resistente en el centro de luz (segunda etapa)	333
Fig. 5.66 Sección resistente (Puente en servicio) en secciones complementarias	338
Fig. 5.67 Esquema del centro de gravedad de la sección resistente en secciones complementarias (tercera etapa)	338
Fig. 5.68 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 1.....	341
Fig. 5.69 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 2.....	342
Fig. 5.70 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 3.....	343
Fig. 5.71 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 4.....	344
Fig. 5.72 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 5.....	345
Fig. 5.73 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 6.....	346
Fig. 5.74 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 7.....	347
Fig. 5.75 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 8.....	348
Fig. 5.76 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 9.....	349

Fig. 5.77 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 10.....	350
Fig. 5.78 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 11.....	351
Fig. 5.79 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 12.....	352
Fig. 5.80 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 13.....	353
Fig. 5.81 Carga resistente de cada elemento de la sección transversal compuesta para secciones complementarias.....	356
Fig. 5.82 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	357
Fig. 5.83 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 1 y 13) Abscisas: (4000mm y 41000m)	358
Fig. 5.84 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 1 y 13) Abscisas: (4000mm y 41000m).....	359
Fig. 5.85 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	360
Fig. 5.86 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 2 y 12) Abscisas: (8000mm y 37000m)	361
Fig. 5.87 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 2 y 12) Abscisas: (8000mm y 37000m).....	362
Fig. 5.88 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	363
Fig. 5.89 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 3 y 11). Abscisas: (12000mm y 33000m)	364
Fig. 5.90 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 2 y 12) Abscisas: (8000mm y 37000m).....	365
Fig. 5.91 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	366
Fig. 5.92 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 4 y 10) Abscisas: (16000mm y 29000m)	367
Fig. 5.93 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 4 y 10) Abscisas: (16000mm y 29000m).....	368
Fig. 5.94 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	369

Fig. 5.95 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 5 y 9) Abscisas: (20000mm y 25000m)	370
Fig. 5.96 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 4 y 10) Abscisas: (16000mm y 29000m).....	371
Fig. 5.97 Ubicación del eje neutro plástico. Casos.....	372
Fig. 5.98 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 5 y 9) Abscisas: (21785mm y 23215mm).....	373
Fig. 5.99 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 4 y 10) Abscisas: (21785mm y 23215mm)	374
Fig. 5.100 Rigidizadores transversales de apoyo (Sección A y M) Abscisas 600mm y 44400mm	379
Fig. 5.101 Rigidizadores transversales intermedios (Sección B y L) Abscisas 4250mm y 40750mm	380
Fig. 5.102 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección C y K) Abscisas 7900mm y 37100mm	380
Fig. 5.103 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección D y J) Abscisas 11550mm y 33450mm	380
Fig. 5.104 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección E y I) Abscisas 15200mm y 29800mm	381
Fig. 5.105 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección F y H) Abscisas 18850mm y 26150mm	381
Fig. 5.106 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección G) Abscisa 22500mm .	381
Fig. 5.107 Detalle de la distancia del eje neutro a la fibra más comprimida (2da etapa)	392
Fig. 5.108 Detalle de Perfil	394
Fig. 5.109 Contraviento horizontal (diafragmas) y diagonales verticales.....	399
Fig. 5.110 Detalle de Perfil	400
Fig. 5.111 Detalle de ubicación de placa metálica.....	400
Fig. 5.112 Contraviento horizontal (diagonales inferiores)	402
Fig. 5.113 Soldadura de filete entre patín inferior de viga y placa	407

Fig. 5.114 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el alma de viga (vista lateral)	409
Fig. 5.115 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el alma de viga (vista frontal)	409
Fig. 5.116 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo (a). Ubicación del cordón de soldadura patín superior con el rigidizador transversal intermedio (b) (vista lateral)	411
Fig. 5.117 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo (a). Ubicación del cordón de soldadura patín superior con el rigidizador transversal intermedio (b) (vista frontal).....	411
Fig. 5.118 Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal y el alma de viga (a). Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal intermedio y el alma de viga (b) (vista lateral).....	413
Fig. 5.119. Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal de apoyo y el alma de viga (a). Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal intermedio y el alma de viga (b) (vista frontal).....	413
Fig. 5.120 Ubicación del cordón de soldadura entre el conector de corte y el patín superior de viga (vista lateral)	415
Fig. 5.121 Ubicación del cordón de soldadura entre el conector de corte y el patín superior de viga (vista superior)	415
Fig. 5.122 Detalle de conexión apernada placa metálica-diagonal inferior	417
Fig. 5.123 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión placa metálica-diagonal inferior	417
Fig. 5.124 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 15,88mm conexión rigidizador transversal de apoyo-diafragma	419
Fig. 5.125 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal de apoyo-arriostamiento horizontal (diafragma).....	420
Fig. 5.126 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión rigidizador transversal intermedio inicial-diafragma	421
Fig. 5.127 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal intermedio inicial-arriostamiento horizontal (diafragma).....	422
Fig. 5.128 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión rigidizador transversal intermedio-diafragma	423

Fig. 5.129 Configuración (hilera en una dirección)	423
Fig. 5.130 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal intermedio- arriostramiento horizontal (diafragma)	424
Fig. 5.131 Detalle de conexión apernada.....	424
rigidizador transversal de apoyo-diagonal vertical.....	424
Fig. 5.132 Detalle de conexión apernada.....	425
rigidizador transversal intermedio inicial-diagonal vertical.....	425
Fig. 5.133 Detalle de conexión apernada.....	425
rigidizador transversal intermedio-diagonal vertical.....	425
Fig. 5.134 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo.....	426
Fig. 5.135 Detalle de conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo	427
Fig. 5.136 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 34,93mm conexión entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal intermedio inicial	428
Fig. 5.137 Detalle de conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal intermedio inicial	429
Fig. 5.138 Dimensionamiento de tuerca y perno central correspondiente a un diámetro de 15,88mm conexión entre diagonales verticales con una separación igual al espesor del rigidizador transversal intermedio	430
Fig. 5.139 Dimensionamiento de tuerca y pernos de contorno correspondiente a un diámetro de 15,88mm conexión entre diagonales verticales con una separación igual al espesor del rigidizador transversal intermedio	430
Fig. 5.140 Detalle de conexión apernada entre diagonales verticales y placa metálica	431
Fig. 5.141 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 25,40mm conexión entre diagonales horizontales.....	432
Fig. 5.142 Conexión entre diagonales horizontales	433
Fig. 6.1 Almacenamiento de perfiles metálicos	435
Fig. 6.2 Verificación de perfiles metálicos	436

Fig. 6.3 Ensamble de vigas y arriostramientos.....	436
Fig. 6.4 Lanzamiento de la superestructura	437
Fig. 6.5 Aplicación de pintura anticorrosiva.....	438
Fig. 6.6 Instalación de conectores de corte	438
Fig. 6.7 Encofrado de tablero.....	438
Fig. 6.8 Fundición de tablero.....	438
Fig. 6.9 Encofrado de protecciones laterales (parapeto)	439
Fig. 6.10 Compactación de capa de rodadura	439

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1 Coordenadas geográficas del Puente Río Piedra Fina II	5
Cuadro 1.2 Daños registrados en la última erupción 3/11/2002.....	7
Cuadro 1.3 Área Agrícola Ganadera en los cantones del sector El Reventador	8
Cuadro 2.1 Características de las subcuencas de drenaje	13
Cuadro 2.2 Parámetros hidráulicos	15
Cuadro 2.3 Longitudes de los perfiles sísmicos	18
Cuadro 2.4 Capas, velocidades, material y espesores de margen derecha y margen izquierda	19
Cuadro 2.5 Parámetros Geotécnicos (margen derecho)	20
Cuadro 2.6 Parámetros Geotécnicos (margen izquierdo)	20
Cuadro 2.7 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante	24
Cuadro 2.8 Volúmenes, costos unitarios y totales para cada rubro	34
Cuadro 2.9 Volúmenes, costos unitarios y totales para cada rubro	41
Cuadro 2.10 Volúmenes, costos unitarios y totales para cada rubro	50
Cuadro 2.11 Parámetros técnicos y económicos de cada alternativa	50
Cuadro 2.12 Facilidades del proceso constructivo de cada alternativa	50
Cuadro 3.1 Tipos de sección transversal Bailey	67
Cuadro 3.2 Tipos de armaduras más utilizadas en puentes	69
Cuadro 3.3 Tipos de conectores tipo perno.....	84
Cuadro 3.4 Propiedades de vigas prefabricadas para puentes	91
Cuadro 3.5 Propiedades de secciones cajón prefabricadas para puentes	92
Cuadro 3.6 Momentos flexionantes a lo largo de vigas preesforzadas simplemente apoyadas	93

Cuadro 3.7 Esfuerzos en el centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas	94
Cuadro 3.8 Superestructuras habituales para puentes de vigas longitudinales.....	97
Cuadro 4.1 Factor de resistencia	102
Cuadro 4.2 Coeficiente de importancia	102
Cuadro 4.3 Coeficientes de ductilidad y de redundancia	103
Cuadro 4.4 Combinación de cargas y Estados Límite	104
Cuadro 4.5 Cargas y dimensiones para protecciones laterales vehiculares.....	108
Cuadro 4.6 Características medias para vehículos tipo	111
Cuadro 4.7 Combinaciones de cargas y factores de cargas	122
Cuadro 4.8 Factores de carga para cargas permanentes	123
Cuadro 4.9 Clasificación de los aceros según su contenido de carbono según la norma CENIM (Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas de Sevilla España) ...	146
Cuadro 4.10 Propiedades, usos y designaciones de los aceros estructurales según la ASTM.....	156
Cuadro 4.11 Coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles	192
Cuadro 4.12 Fracción de camiones en el tráfico.....	192
Cuadro 4.13 Ciclos por pasada de camión	193
Cuadro 4.14 Tipos de conectores tipo perno.....	196
Cuadro 4.15 Compatibilidad de perno y tuerca.....	211
Cuadro 4.16. Normas equivalentes y requerimientos mecánicos para tuercas.....	213
Cuadro 4.17. Normas equivalentes y requerimientos mecánicos para pernos.....	214
Cuadro 4.18 Procesos de soldadura	219
Cuadro 4.19 Contaminantes presentes en todo tipo de soldadura.....	219
Cuadro 4.20 Tamaño mínimo de soldaduras filete.....	222
Cuadro 4.21 Tamaño máximo de las soldaduras de filete	222

Cuadro 4.22 Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete.....	222
Cuadro 4.23 Compatibilidad de electrodos	223
Cuadro 4.24 Tipos de electrodos E 60xx	223
Cuadro 4.25 Tipos de electrodos E 70xx	224
Cuadro 4.26 Tipos de electrodos E 80xx	224
Cuadro 4.27 Dimensión mínima efectiva de garganta de soldaduras de tope de penetración parcial	225
Cuadro 4.28 Simbología de soldadura	226
Cuadro 4.29 Resistencia de diseño de soldaduras.....	226
Cuadro 4.30. Nomenclatura a los perfiles de acero	227
Cuadro 4.31 Esfuerzos permisibles en tensión según Normas AISC.....	228
(Controlado por el 50% del esfuerzo último a tensión)	228
Cuadro 4.32 Factores y Combinaciones de Carga AISC-LRFD	229
Cuadro 4.33 Tamaños mínimos de soldadura filete	230
Cuadro 5.1 Cargas y dimensiones para protecciones laterales vehiculares (PV-5)	232
Cuadro 5.2 Centro de gravedad (x-x)	242
Cuadro 5.3 Resumen de los efectos parciales en las secciones de análisis por carga muerta y carga viva	251
Cuadro 5.4 Máximas solicitaciones para el Estado Límite de Resistencia	253
Cuadro 5.5 Momentos flectores parciales en la sección A-A por carga muerta y carga viva	256
Cuadro 5.6 Momentos flectores parciales en la sección Z-Z por carga muerta y viva ...	276
Cuadro 5.7 Propiedades geométricas de la viga en el centro de su luz	299
Cuadro 5.8 Propiedades de viga compuesta en su centro de luz	304
(segunda etapa)	304
Cuadro 5.9 Cortantes máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa). Secciones obligatorias	308

Cuadro 5.10 Momentos máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa). Secciones obligatorias.....	308
Cuadro 5.11. Propiedades de viga compuesta en el centro de su luz (tercera etapa) ...	314
Cuadro 5.12 Esfuerzos cortantes últimos solicitantes en secciones obligatorias.....	319
Cuadro 5.13 Esfuerzos flexionantes últimos solicitantes en secciones obligatorias	322
Cuadro 5.14 Momentos por carga muerta (viga + tablero) en secciones complementarias	329
Cuadro 5.15 Propiedades geométricas de la viga en secciones complementarias (primera etapa)	330
Cuadro 5.16 Módulos seccionales y esfuerzos en secciones complementarias (primera etapa)	331
Cuadro 5.17 Momentos por carga muerta (parapeto + capa de rodadura) en secciones complementarias	333
Cuadro 5.18 Propiedades geométricas de la viga en secciones complementarias (segunda etapa)	334
Cuadro 5.19 Módulos seccionales y esfuerzos en secciones complementarias (segunda etapa)	336
Cuadro 5.20 Cortantes máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa). Secciones complementarias	337
Cuadro 5.21 Momentos máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa). Secciones complementarias.....	337
Cuadro 5.22 Propiedades de viga compuesta en secciones complementarias (tercera etapa)	339
Cuadro 5.23 Cortantes y momentos máximos sin factorar en viga por carga viva debido a carga distribuida (tercera etapa). Secciones complementarias	340
Cuadro 5.24 Cortes máximos sin factorar en viga por carga viva debido a carga distribuida más camión de diseño (tercera etapa). Secciones complementarias	354
Cuadro 5.25 Momentos máximos sin factorar en viga por carga viva debido a carga distribuida más camión de diseño (tercera etapa). Secciones complementarias	354
Cuadro 5.26 Cortantes últimos solicitantes en viga por carga viva más carga muerta. Puente en servicio. Secciones complementarias.....	355

Cuadro 5.27 Momentos últimos solicitantes en viga por carga viva más carga muerta. Puente en servicio. Secciones complementarias.....	355
Cuadro 5.28 Comprobación de momento último actuante y el momento resistente en cada sección complementaria	375
Cuadro 5.29 Análisis de número de tramos con su respectivo espaciamiento entre rigidizadores intermedios	377
Cuadro 5.30 Análisis de espaciamiento entre rigidizadores intermedios	377
Cuadro 5.31 Ancho del rigidizador transversal intermedio (br)	378
Cuadro 5.32 Dimensionamiento de rigidizadores transversales (intermedio y de apoyo)	379
Cuadro 5.33 Cortantes últimos actuantes en las abscisas correspondientes a los rigidizadores transversales	383
Cuadro 5.34 Esfuerzos resistentes y actuantes a corte en los rigidizadores transversales	384
Cuadro 5.35 Coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles	386
Cuadro 5.36 Fracción de camiones en el tráfico.....	387
Cuadro 5.37 Ciclos por pasada de camión	387
Cuadro 5.38 Dimensionamiento del perfil.....	395
Cuadro 5.39 Esfuerzos actuantes en el arriostramiento horizontal debido a la presión ejercida por el viento en el contraviento horizontal	397
Cuadro 5.40 Esfuerzos actuantes en el arriostramiento horizontal debido a la presión ejercida por el viento en diagonales verticales	399
Cuadro 5.41 Esfuerzos actuantes en el arriostramiento horizontal debido a la presión ejercida por el viento en diagonales inferiores	403
Cuadro 5.42 Tamaño mínimo de la soldadura de filete	404
Cuadro 5.43 Tamaño máximo de las soldaduras de filete	404
Cuadro 5.44 Compatibilidad de electrodos	405
Cuadro 5.45 Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete.....	405
Cuadro 5.46 Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete.....	406

Cuadro 5.47 Dimensiones estándares de pernos y tuercas.....	416
Cuadro 6.1 Esquema del proceso constructivo	440
Cuadro 7.1 Precios unitarios por rubro.....	444
Cuadro 7.2 Volúmenes de obra	479
Cuadro 7.3 Presupuesto.....	480

RESUMEN

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA, II PROVINCIA DE SUCUMBIOS SECTOR EL REVENTADOR

El trabajo de graduación presenta el diseño de la superestructura de un puente sobre el río Piedra Fina II en la carretera que une la población de Manuel Galindo y San Rafael del sector El Reventador en la provincia de Sucumbíos.

Se realiza el análisis de varias alternativas y se concluye con el diseño de una superestructura de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado de 45 m de luz, aplicando el criterio de los estados límite y el método de los factores de carga y resistencia recomendado por las especificaciones estadounidenses para el diseño de puentes de carretera (AASHTO-LRFD).

Se efectúa el análisis económico y se determina el costo total de su construcción. Se adjuntan seis anexos con los estudios preliminares y los respectivos planos de construcción.

DESCRIPTORES:

PUENTES DE CARRETERAS/ VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS /
VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA / ACERO / HORMIGÓN ARMADO /
ESPECIFICACIONES AASHTO-LRFD. / PROVINCIA DE SUCUMBIOS

ABSTRACT

"DESIGN OF THE SUPERSTRUCTURE FOR A BRIDGE OVER THE PIEDRA FINA II RIVER ON THE ROAD JOINING THE MANUEL GALINDO AND SAN RAFAEL COMMUNITIES IN THE REVENTADOR AREA- SUCUMBIOS PROVINCE- ECUADOR"

This graduation dissertation presents the design of the superstructure of a bridge over the Piedra Fina II River on the road joining the communities of Manuel Galindo and San Rafael in the area of El Reventador [Sucumbios Province]. Several alternatives for building the bridge were considered, before finally designing a composite section superstructure girder bridge with 45 m reinforced concrete decking; applying the limit state criteria for load factor and resistance design recommended by the U.S. road and bridge design specifications (AASHTO-LFRD).

It includes an economic analysis and determines the final cost of building the bridge, and six Annexes with the preliminary studies as well as construction blue-prints and designs.

Key words: ROAD BRIDGES, SINGLY REINFORCED BEAMS, COMPOSITE/ PRE-STRESSED CONCRETE/ STEEL BEAMS, AASH-LFRD/ SUCUMBIOS PROVINCE.

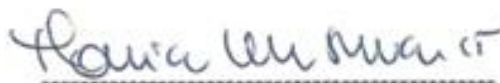
Quito, 09 de enero de 2014

CERTIFICADO

A quien interese:

Yo, Urbina Sullivan Mónica Sally de C.I. 170693614-1 certifico que el resumen sobre el trabajo de graduación titulado "DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBÍOS – SECTOR EL REVENTADOR", escrito por Manuel Agustín Ruales Fonseca, ha sido traducido por mi persona, de manera fiel en forma y contenido al texto original en español.

Firma:



Urbina Sullivan Mónica Sally
C.I. 170693614-1

Mónica Urbina - Sullivan, CT
Certified Translator
Traductora Certificada
099-7971-619

La República del Ecuador
p en su nombre
p por autoridad de la Ley

La Pontificia Universidad Católica del Ecuador

Confiere el Título de

Licenciada en Lingüística Aplicada
con Mención en Traducción

A Mónica Sally Urbina Sullivan

Por haber cumplido con los correspondientes requisitos legales y reglamentarios.

Quito, 21 de Noviembre de 2013



Gran Canciller

Rector

Secretario General



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Objetivos del trabajo de graduación

Con la ejecución del presente trabajo de graduación se persiguen los siguientes objetivos:

- Complementar la formación académica de Ingeniero Civil, asumiendo la responsabilidad personal por la calidad y profundidad del presente trabajo.
- Demostrar capacidad para elaborar un trabajo teórico y práctico de calidad académica y profesional, en donde se reflejen los conocimientos adquiridos a lo largo del proceso de formación académica.
- Profundizar en la metodología para la generación y desarrollo de obras de infraestructura física de interés de la ingeniería civil, como es la ingeniería de puentes en particular.
- Contribuir a la capacitación de los futuros estudiantes y profesionales de la ingeniería civil.

1.2. Justificación del diseño del puente Piedra Fina II

El puente Piedra Fina II pertenece a la carretera Troncal Amazónica E-45 de la provincia de El Napo (ver Fig. 1.1) que une a la población de Manuel Galindo con la de San Rafael, y su construcción es importante por cuanto permite mejorar la comunicación vial del Sector El Reventador, beneficiando las poblaciones de Linares, El Chaco (cabecera cantonal), Sra. Santa Rosa de Quijos, Gonzalo Díaz de Pineda, las Tres Cruces, Piedra Fina, Las Balsas, Las Palmas en la provincia de El Napo y Atenas,

Lumbaqui (cabecera cantonal), El Reventador, Gonzalo Pizarro, Puerto Libre, La Delicia, San Francisco en la provincia de Sucumbíos.

Al tener una mejor comunicación vial se reflejará en los recursos naturales una mayor producción económica en los diferentes sectores económicos del sector como son la actividad turística pecuaria e industrial.



Fig.1.1 Ubicación general del Puente Río Piedra Fina 2 [1]



Fig. 1.2 Mapa político del cantón Gonzalo Pizarro provincia de Sucumbíos [2]

Los sectores estratégicos beneficiados son los cantones de El Chaco y Gonzalo Pizarro provincias de El Napo y de Sucumbíos respectivamente (ver Fig. 1.3 y Fig. 1.4).

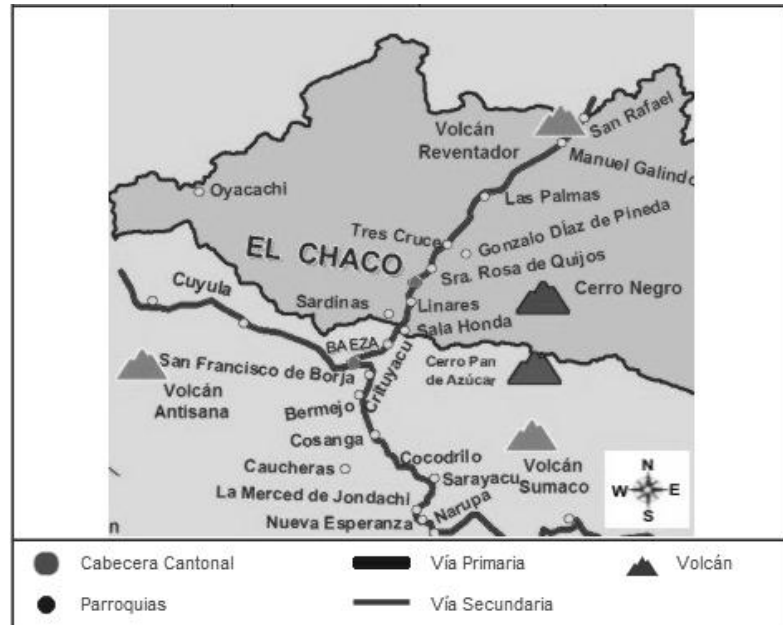


Fig. 1.3 Poblaciones beneficiadas en el cantón El Chaco provincia del Napo [2]



Fig. 1.4 Poblaciones beneficiadas en el cantón Gonzalo Pizarro provincia de Sucumbíos [2]

1.3. Descripción del proyecto de diseño

1.3.1. Antecedentes

La carretera Troncal Amazónica E-45 en el tramo de Manuel Galindo a San Rafael cruza al río Piedra Fina II.

Al momento no hay ningún tipo de obra definitiva ya que un puente provisional que existía, ha fallado como consecuencia de una avenida del río del mes de abril del año 2010, que provocó un aluvión desde las partes altas de la cuenca de este río.



Fig. 1.5 Vista del puente existente antes de la avenida [1]



Fig. 1.6 Vista del lugar del puente después de la avenida [1]

Desde entonces la vía ha estado habilitada por la colocación de un puente provisional paralelo al anterior de un solo carril, el cual permite en forma alternada el movimiento en cada sentido originando incomodidad e inseguridad a los usuarios de la carretera.

- **Razones por las que falló el puente sobre el Río Piedra fina II**

La razón por la que falló la estructura se refiere al ámbito hidráulico, ya que el gálibo libre no fue el apropiado por lo que no hubo el espacio necesario para drenar el cauce en crecida especialmente si este traía consigo aguas arriba gran cantidad de material de arrastre totalmente suelto, el mismo que contenía bloques de roca volcánica junto con clastos menores de roca y gravas con arena provenientes del volcán El Reventador, dichos bloques alcanzan los 2 metros de diámetro [1]



Fig. 1.7 Detalle del material suelto arrastrado por el cauce [1]

1.3.2. Ubicación del proyecto

El puente sobre el Río Piedra Fina II, se ubica en el tramo Santa Rosa del Quijos – El Reventador, en la carretera Baeza – Nueva Loja, Troncal Amazónica E-45 en los km 63+430 y 63+475.

Cuadro 1.1 Coordenadas geográficas del Puente Río Piedra Fina II [1]

Localización	Latitud N	Longitud E	Altitud m.s.n.m.
Río Piedra Fina II	9,985.727	209.432	1310

Referente al acceso para llegar al sitio de implantación desde Quito, se toma la vía Quito – Pífo – Baeza - El Chaco - Santa Rosa de Quijos - El Reventador - Lumbaqui (ver Fig. 1.1).

1.3.3. Amenaza sísmica

El sitio de implantación del puente sobre el río Piedra Fina II tiene un alto riesgo sísmico debido a la cercanía del volcán El Reventador.

Este volcán se ubica en la provincia de El Napo, cantón el Chaco, Parroquia Gonzalo Díaz de Pineda, al interior de la Reserva Ecológica Cayambe Coca. Se lo considera uno de los más activos en el país con un periodo eruptivo de 25 años, registrando su última erupción en el año 2002.

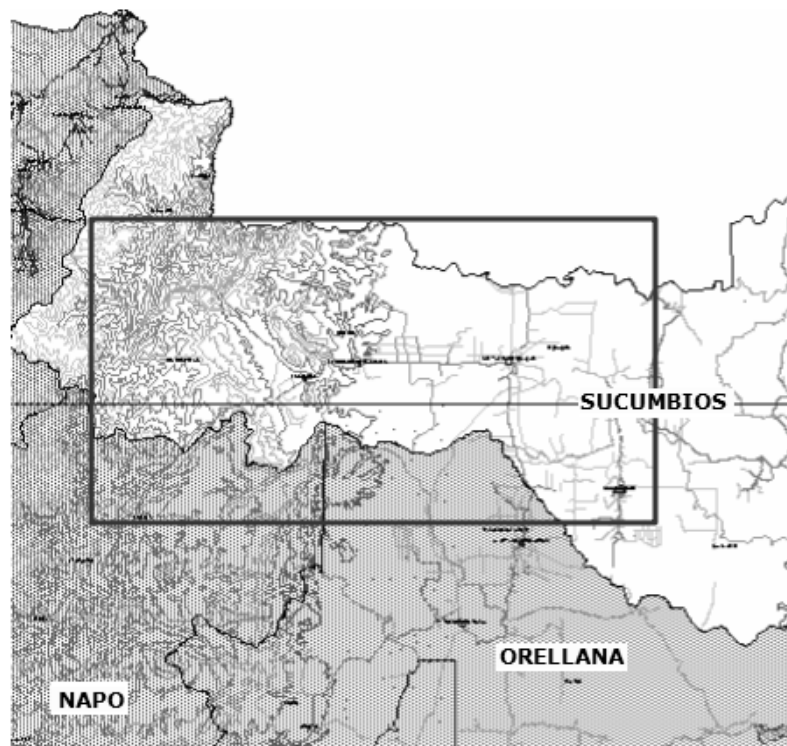


Fig. 1.8 Área de influencia donde la erupción del Reventador tuvo su mayor impacto en su última erupción en el año 2002 [3]

Los peligros asociados con este volcán son principalmente [4]:

- La formación de lahares secundarios debido a la interacción de flujos piroclásticos con las intensas lluvias de la región.
- El descenso de lavas volcánicas que podrían alcanzar el río Quijos y represarlo.
- En la zona se encuentran infraestructuras como oleoductos y carreteras que podrían ser afectadas, mientras que las áreas pobladas son mínimas.

Cuadro 1.2 Daños registrados en la última erupción 3/11/2002 [5]

Sección	Daños
Población	La erupción del volcán Reventador no causó desgracias personales. La población cuya integridad pudo haber sido afectada fue evacuada por personal de Defensa Civil y la Cruz Roja de la provincia de Sucumbios y Napo.
Sector agrícola y ganadero	De acuerdo con la evaluación, se estimó que fueron afectadas 40.000 hectáreas de pastizales y 700 cabezas de ganado en el sector de la provincia del Napo.
Sector energético	En las poblaciones del Chaco y Reventador se suspendió la energía eléctrica a causa de los cortocircuitos causados por la caída de cenizas.
Vialidad	Se vio afectada la vía Lago Agrio–Quito a la altura del km 105 en el cantón Chaco, provincia del Napo. Se destruyeron los puentes sobre los ríos Montana y Márquez.
Evacuados	En el recinto La Libertad, parroquia El Reventador, cantón Gonzalo Pizarro, fueron evacuadas 27 familias (hombres: 25, mujeres: 19, niños menores de 5 años: 10, niños mayores de 5 años: 24) conformadas por 78 personas. En el sector de Lumbaqui, cantón Gonzalo Pizarro, fueron evacuados 400 trabajadores de la compañía Ducto Techint.

1.3.4. Recursos económicos

- **Cantón El Chaco**

La superficie del cantón El Chaco es de 352.850 Ha, de los cuales 121.871 Ha son ocupadas por cabeceras urbanas y rurales, el resto 230.979 Ha son áreas y reservas naturales, lo que representa que el 65% de la superficie del cantón es reserva ecológica.

Existen dos áreas protegidas dentro de este cantón, las cuales son la Reserva Ecológica Cayambe-Coca y el Parque Nacional Sumaco Napo-Galeras. La presencia de montañas y valles varían los recursos flora y fauna, a más de la ganadería y la agricultura.

Estos recursos son catalogados como lugares de destino, lo que permite organizar rutas turísticas, donde el agroturismo, el ecoturismo y el turismo comunitario se conviertan en fuentes inagotables para la conservación de los recursos del cantón.

- **Cantón Gonzalo Pizarro**

El cantón Gonzalo Pizarro se encuentra en el área de la Reserva Ecológica Cayambe-Coca, por lo que aproximadamente el 80% de su superficie corresponde a áreas protegidas.

Cuadro 1.3 Área Agrícola Ganadera en los cantones del sector El Reventador [6]

Área Agrícola Ganadera		
Cantón	Superficie (Ha)	Porcentaje (%)
El Chaco	30.200	8,63
Gonzalo Pizarro	34.300	15,4

Sectores económicos beneficiados

El sector El Reventador debido a su localización y a que su mayor extensión de terreno son reservas y parques naturales, la producción económica se basa principalmente en los sectores turístico e industrial de dicho sector.

Sector turístico

- Flora

Entre las especies de flora existentes en la zona volcánica está la exuberante vegetación principalmente se menciona la infinidad de orquídeas y floras silvestres.

- Fauna

Entre los animales que habitan en el sector del reventador son el tapir, el agutí o guatusa, el jaguar, el tigrillo y principalmente el gallo de la peña.

- Lugares turísticos

- a) Volcán El Reventador
- b) Reserva Ecológica Cayambe – Coca
- c) Parque Nacional Sumaco-Napo-Galeras
- d) Cascadas de San Rafael y del Río Malo
- e) Ríos Quijos y Oyacachi
- f) Cueva de los Tayos
- g) Petroglifos de Linares y Las pizarras
- h) El Manto de Cristal y Chocolatera

Sector industrial

- Actividad petrolera

Lumbaqui, alberga al bloque 11 licitado a la empresa china CNPC (China National Petroleum Company), el campo marginal a cargo de TECPECUADOR, los oleoductos estatal (SOTE) y del consorcio privado OCP, y sus respectivos campamentos. Por el norte de la provincia de Gonzalo Pizarro, siguiendo la vía a Lago Agrio se encuentran los dos oleoductos referidos y una estación de bombeo, así como también un pozo de explotación del bloque 11 (CNPC)[7].

- **Actividad minera**

La actividad minera se lleva a cabo en el cantón de Gonzalo Pizarro. En la parroquia de Puerto Libre, el estado ha realizado dos concepciones mineras a firmas empresariales y otras pequeñas a mineros artesanales. En la parroquia El Reventador existe una mina de material pétreo y otra que no está en explotación. En la parroquia de Lumbaqui se registran dos concepciones mineras (Dubino y la Boa) que se encuentran en trámite [7].

- **Proyectos hidroeléctricos**

El potencial hídrico en la parroquia de Gonzalo Pizarro es relevante, teniendo dos proyectos relevantes que son el Dué y el Reventador [7].

- **Producción pecuaria**

En el cantón el Chaco existen alrededor de 3300 cabezas de ganado bovino destinado a la producción de leche produciendo aproximadamente 15000 litros por día. En los cantones El Chaco y Quijos se producen alrededor de 80.000 litros/leche/día [8].

Esta actividad económica es la más importante en la parroquia de Lumbaqui, obteniéndose que el ganado aviar y el ganado vacuno son los más importantes animales de crianza; le sigue el ganado caballar que es el segundo en importancia, (83% de la población lo posee), y un 16% de la población es propietaria de ganado porcino, ovino y cuyes [9].

- **Industria maderera**

Principalmente cedro, nogal, pinchimuyo, ishpingo, entre otros. Parroquia el chaco.

- **Agricultura**

En el cantón Chaco dentro de la agricultura se cosechan productos tales como naranjilla, tomate de árbol, granadilla, limón, yuca, babaco, plátano, papaya, fréjol, palma africana y hortalizas.

- **Piscicultura**

En el chaco principalmente en la parroquia Gonzalo Díaz de Pineda se realiza la actividad piscicultura (criaderos de truchas y tilapias).

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

2.1. Estudios Preliminares

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE) ha realizado los estudios preliminares que se detallan a continuación relacionados con el diseño del puente sobre el río Piedra Fina II:

- Estudios Topográficos, *(Anexo 1)*
- Estudios Hidráulicos e Hidrológicos, *(Anexo 2)*
- Estudios Geofísicos, *(Anexo 3)*
- Estudios de fuentes de abastecimiento de material, *(Anexo 3)*

2.1.1. Estudio Topográfico (*Ver Anexo 1*)

El factor predominante en el diseño de un puente es la morfología del terreno, la topografía en el lugar de implantación, la cual determina el dimensionamiento general, el tipo de estructura y el método constructivo.

El estudio topográfico efectuado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOPE) abarca una franja de una área aproximada a las tres hectáreas, de 150m de longitud, a lo largo del eje longitudinal de la vía E-45 sobre el río Piedra Fina y un ancho de 100 m aguas arriba como también 100 m aguas abajo, con curvas de nivel a intervalos de un metro.

El área del cruce del puente sobre el río Piedra Fina presenta un relieve montañoso, donde las laderas de los flancos que forma el río, tienen pendientes naturales transversales de hasta 45° de inclinación, desarrollada entre las cotas 1290 a 1310 msnm. La pendiente natural a lo largo del cauce en el sitio del puente, es alrededor del 15%.

En conclusión la sugerencia presentada en el estudio topográfico (anexo 1) es la del diseño de un puente de vigas simplemente apoyadas de un solo vano de luz 45,00 m y de ancho 11,00m, que inicia en la abscisa 63+432, y termina en la abscisa 63+477, con una rasante de 1311 m.s.n.m.

2.1.2. Estudio hidrológico e hidráulico (*Ver Anexo 2*)

- **Características morfométricas de la cuenca hidrográfica**

El área de la cuenca de drenaje es de 5.40 km², con una altura media de 964.70m, la trayectoria de recorrido del flujo es de norte a sur, tiene su nacimiento en la ladera oriental del volcán El Reventador, y a 400 metros aproximadamente, aguas abajo del sitio de implantación del puente desemboca en el río Quijos.

La cuenca de drenaje del río es pequeña, sin embargo, su configuración topográfica presenta pendientes fuertes por tramos, especialmente en las partes altas, disminuyendo conforme se acerca a las partes bajas.

Cuadro 2.1 Características de las subcuencas de drenaje

Sección o punto de interés		Lp	A	S	Δh	Sc
Río Piedra Fina	Pte.	4.40	5.40	0.08	994.70	0.15

En donde:

- Lp = longitud del cauce principal (km)
- A = área de la cuenca de drenaje (km²)
- S = pendiente media del cauce principal (m/m)
- Δh = desnivel de la cuenca (m)
- Sc = pendiente media de la cuenca (m/m)

- **Intensidades de precipitación**

El período lluvioso corresponde entre los meses de marzo y octubre, ocurriendo la máxima precipitación entre los meses de abril y junio, y los meses de más baja precipitación van desde noviembre a febrero.

La determinación del caudal máximo, se basa en el hietograma de diseño, y las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) obtenidas según las normas y recomendaciones vigentes en el Ministerio del Transporte y Obras Públicas.

El área de localización del proyecto se ubica en la zona N° 20, según la sectorización propuesta en el estudio hidrológico, que consta en el Anexo “Zonificación de Intensidades de Precipitación”. (Ver Anexo 2).

En la figura 2.1 se muestra la variación de las intensidades de lluvia con la duración y el período de retorno para la zona N° 20.

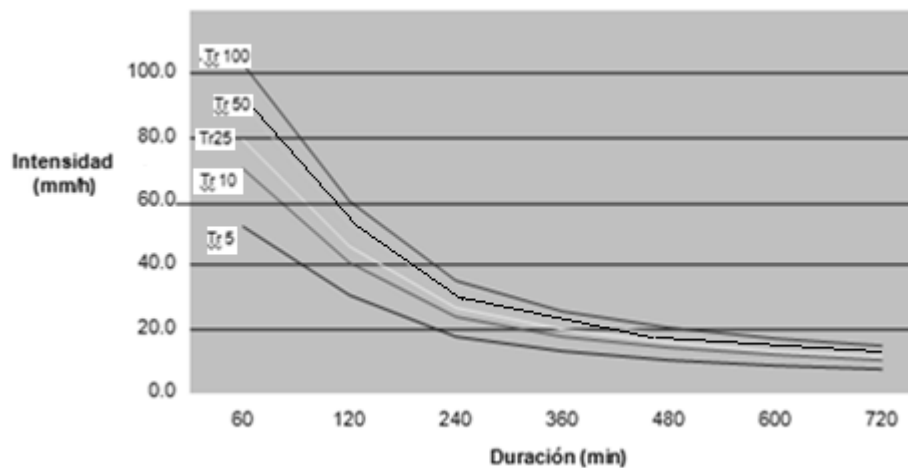


Fig. 2.1 Curva Intensidad-Duración-Período de Retorno para el Sistema Hidrológico Piedra Fina II

Las ecuaciones pluviométricas correspondientes a la zona N° 20 son:

$$- I_{tr} = 53.316 \cdot t^{-0.3021} \cdot I_d \quad 5 \text{ min} < 120 \text{ min} \quad (2.1)$$

$$- I_{tr} = 308.38 \cdot t^{-0.7782} \cdot I_d \quad 120 \text{ min} < 1440 \text{ min} \quad (2.2)$$

En donde:

- ***I_{tr}*** = Intensidad de precipitación mm/hora
- ***t*** = Tiempo de duración de lluvia, igual al tiempo de Concentración.
- ***I_d*** = Valor determinado del gráfico de Isolíneas de Intensidad de Precipitación para un tiempo de retorno igual a 100 años.

- **Caudal máximo de diseño**

La determinación del caudal máximo de diseño se basa en la aplicación del Método Racional y del Programa Computacional para un tiempo de recurrencia de 100 años.

- Por el método racional: $Q_{\max 100} = 75.40 \text{ m}^3/\text{s}$
- Por el Programa computacional HYMO 10: $Q_{\max 100} = 97.30 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Parámetros hidráulicos**

Cuadro 2.2. Parámetros hidráulicos

Descripción	Abreviatura	Valor	Unidad
Caudal máximo $T_r = 100$ años	Q_{\max}	97.30	m^3/s
Nivel de Máxima Creciente	NMC	1304.06	m.s.n.m.
Nivel de Estiaje	NE	1301.70	m.s.n.m.
Área hidráulica	A_h	28.50	m^2
Calado máximo	y	2.36	m
Espejo de agua		19.54	m
Velocidad media	V	3.00	m/s
Perímetro mojado	P_m	20.87	m
Radio Hidráulico	R_h	1.415	m
Manning	n	0.05	
Pendiente	J	0.08	%

El galibo libre se determina minuciosamente, tomando en cuenta la variación en crecidas, debido a remansos (0,50m), y en consideración al galibo libre mínimo 2,00 metros. Por lo que el galibo libre se considera de 2,50 metros.

- **Socavación del cauce**

La granulometría del cauce presenta cantos rodados como material de fondo, cuyo diámetro sobrepasa las 4", con un tamaño medio de partícula de 90 mm. Su zona de transición presenta deposición de materiales pétreos y poca socavación.

Su determinación se la realizado mediante la socavación natural y local.

- Para la determinación de la socavación natural se basa en el método LISCHTVAN LEBEDIEV, el mismo que detalla el tipo de cauce como *definido* con presencia de material *no cohesivo* en el fondo del mismo. La altura de socavación natural es: **$H_s = 1.15 \text{ m}$**
- La socavación local es nula, debido a que no existe la interacción del flujo de agua con los elementos constitutivos del puente, es decir los estribos están fuera del cauce del río.

El estudio realizado por el MTOP concluye que la cota mínima para la cimentación del puente, por consideraciones hidráulicas es de 1300.55 m, este valor podrá variar, en función del tipo de suelo del sitio en donde se cimenten los estribos del puente.

2.1.3. Estudio geofísico (ver Anexo 3)

- **Geología del área de implantación del puente sobre el río Piedra Fina II**

Las unidades litológicas presentes en el área del cruce, pertenecen al Cuaternario (Holoceno) y Jurásico (Mesozoico), representados por depósitos aluviales de cauce, Depósitos Laharíticos y a la Formación Misahuallí; respectivamente.

- **Cuaternario (Holoceno):**

Relleno artificial (ra).-

En el margen izquierdo, en la salida del puente, con el objeto de llegar al nivel de rasante, se ha colocado material de relleno sacado del corte cercano de la carretera y está conformado por material de fragmentos pequeños de roca volcánica con clastos menores entremezclados con finos areno limosos, poco compactados y en sitios con material vegetal y hacia abajo se encuentra los lahares.

Aluviales de cauce (Qal).-

Estos depósitos se encuentran ocupando el cauce del río Piedra Fina y están compuestos por bloques de roca volcánica del volcán Reventador, subangulosos, con clastos menores de roca y gravas con arenas en menor porcentaje. Los tamaños de los bloques alcanzan los 2 metros de diámetro y están sueltos.

Depósitos laharíticos (Lh).-Terciario

En el área de implantación del puente se manifiesta materiales volcánicos tipo lahares que son una mezcla heterogénea de fragmentos subangulosos de hasta unos 30cm de tamaño, con clastos angulosos, distribuidos en una matriz areno limosa grisácea, medianamente compactados a compactados.

- **Jurásico (Mesozoico):**

Formación Misahuallí (JKm).-

Unidad litológica, constituida por rocas volcánicas tipo andesitas, de grano grueso, amarillentas por meteorización, de resistencia media, altamente fracturadas. Hay buenos afloramientos aguas arriba del cruce del puente en estudio, en los flancos del río.

• **Geofísica (Sísmica de refracción)**

En el sitio del cruce del puente proyectado sobre el río Piedra Fina, se ha efectuado dos perfiles sísmicos, identificados como: LS-A y LS-B; para obtener las velocidades longitudinales (VP) y para las velocidades transversales (VS) dos perfiles localizados uno en cada margen, marcados como: PS-1 y PS-2 (Cuadro 2.6).

Cuadro 2.3 Longitudes de los perfiles sísmicos

PUENTE	PERFIL	UBICACIÓN	LONGITUD
Río Piedra Fina	LS-A	Margen derecha	60m
	LS-B	Margen izquierda	60m
Total:			120 m

PUENTE	PERFIL	UBICACIÓN	LONGITUD)
Río Piedra Fina	PS-1	Margen derecha	60
	PS-2	Margen izquierda	60
Total:			120 m

En base a los valores obtenidos de las diferentes trazas, del cálculo de las dromocronas y de los perfiles sísmicos realizados y complementados con los levantamientos topográficos y geológicos; se ha determinado los siguientes resultados que equivalen al área donde se implantará una estructura de un puente sobre el río Piedra Fina y hasta donde cubren las líneas sísmicas: A y B.

Cuadro 2.4 Capas, velocidades, material y espesores de margen derecha y margen izquierda

Margen derecha: 63+430

Capa	Velocidades (m/s)	Espesores (m)	Tipo de material estimado
Superficial	380 220*	0.70 – 2.00	Material de mejoramiento de la vía
Segunda	1330 550*	7.40 – 12.40	Depósitos laharíticos medianamente compactados
Tercera	1650	desconocido	Depósitos laharíticos altamente compactados

Margen izquierda: 63+475

Capa	Velocidades (m/s)	Espesores (m)	Tipo de material estimado
Superficial	360 210*	4.40 – 6.40	Material de relleno
Segunda	1280 440*	desconocido	Depósitos laharíticos medianamente compactados

$V = 1330$ (Velocidades sísmicas longitudinales)

$V = 550^*$ (Velocidades sísmicas transversales)

Cálculo de la capacidad de carga en base a sísmica de refracción

Proporciona los siguientes resultados:

Cuadro 2.5 Parámetros Geotécnicos (margen derecho)

Parámetros Geotécnicos			
Abscisa	63+430		
Velocidad Longitudinal	V _p	1330 m/s	
Velocidad Transversal	V _s	470 m/s	
Coeficiente de Poisson	μ	0.43	
Peso volumétrico	γ	2.05 gr/cm ³	
Módulo Elástico dinámico	E _{din}	13221 kg/cm ²	
Módulo Elástico estático	E _{est}	6715 kg/cm ²	
Módulo de deformación	E _{def}	372 kg/cm ²	
Asentamiento	S	2.50 cm	
Gravedad	g	9.80 m/seg ²	
Módulo dinámico de corte	G	4528 MPa	
Datos para la cimentación			
Ancho de Zapata (B)	3m	Capacidad de carga (q _a)	3.80 kg/cm ²
	4m		2.90 kg/cm ²
	5m		2.30 kg/cm ²
Cota de cimentación		1302 msnm	
Tipo de cimentación		Directa	

Cuadro 2.6 Parámetros Geotécnicos (margen izquierdo)

Parámetros Geotécnicos			
Abscisa	63+475		
Velocidad Longitudinal	V _p	1280 m/s	
Velocidad Transversal	V _s	440 m/s	
Coeficiente de Poisson	μ	0.43	
Peso volumétrico	γ	2.04 gr/cm³	
Módulo Elástico dinámico	E _{din}	11563 kg/cm²	
Módulo Elástico estático	E _{est}	5764 kg/cm²	
Módulo de deformación	E _{def}	329 kg/cm²	
Asentamiento	S	2.50 cm	
Gravedad	g	9.80 m/seg²	
Módulo dinámico de corte	G	3949 MPa	
Datos para la cimentación			
Ancho de Zapata (B)	3m	Capacidad de carga (q _a)	3.40 kg/cm²
	4m		2.50 kg/cm²
	5m		2.00 kg/cm²
Cota de cimentación		1302 msnm	
Tipo de cimentación		Directa	

“Desde el punto de vista geológico-geofísico; se estima que la cota 1302 msnm, con un esfuerzo admisible de 20 t/m² sería la recomendada para la cimentación del estribo derecho (63+431) y la 1302 msnm para el izquierdo (63+476) con 20 t/m², para el puente en estudio”. (Ver Anexo 3, recomendaciones).

- **Obras de defensa**

El estudio de geofísica el MTOP con el objeto de controlar cualquier proceso acelerado de socavación no prevista, que pueda ocurrir en épocas de crecidas de consideración, y con el fin de proteger a la estructura del puente; recomienda colocar un enrocamiento sobre el relleno de las excavaciones frente al cauce y proteger los rellenos de acceso de la erosión y de posibles avalanchas de escombros que vienen desde las faldas del volcán El Reventador mediante la construcción de muros de ala.

2.1.3. Estudio de fuentes de materiales de construcción (ver Anexo3)

Como en la construcción del puente sobre el río Piedra Fina II, se requerirá el uso de hormigones de alta resistencia; en el estudio efectuado por el MTOP se establece que los siguientes sitios pueden proporcionar los siguientes materiales.

Mina río Malo

- Está localizada en las coordenadas UTM: N 9983417 – E 0206408 y a unos 4 Km del cruce del puente en estudio.
- Se trata de depósitos aluviales representados por cantos rodados, gravas y arenas, donde las arenas están en buen porcentaje.
- La Mina está inactiva al momento y tiene acceso vehicular.

- Los áridos de esta mina son aptos para hormigones y ciertas obras de arte.

Mina río Salado

- Se encuentra en las coordenadas UTM: N9978155 – E0199522 y a unos 15 Km del cruce del puente en estudio.
- Son depósitos aluviales de cauce constituidos de cantos rodados, gravas y arenas.
- Al momento no se encuentra intervenida.
- Los áridos son aptos para hormigones y hay cantidades suficientes.

2.1. Alternativas de diseño

2.2.1. Información de implantación del puente sobre el río Piedra Fina II

De los estudios preliminares se concluye que el puente a diseñar es de 45,00 m de luz, con una superestructura de vigas de un vano simplemente apoyadas y con un tablero de 11,00 m de ancho total para soportar dos carriles de tráfico, uno en cada sentido.

De conformidad con el estudio de parámetros geotécnicos, la cota de cimentación de los estribos en las dos márgenes del río Piedra Fina es de 1302,00 m.s.n.m., mientras que el valor mínimo recomendado para la cimentación, por consideraciones hidráulicas es de 1300,55 m.s.n.m. (1304,06 – 3,51), debiéndose proceder al reajuste correspondiente en función del tipo de suelo en donde se cimenten los estribos del puente.

2.2.2. Alternativas de diseño de la superestructura

Para la superestructura del puente Piedra Fina se plantean las siguientes tres alternativas.

- **Alternativa “A”:** Puente de hormigón armado de vigas longitudinales simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.
- **Alternativa “B”:** Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado.
- **Alternativa “C”:** Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.

- **Análisis de parámetros técnicos**

- a) Predimensionamiento de la superestructura**

Para llevar un control sobre las relaciones longitud-profundidad para superestructuras, en ausencia de otros criterios se puede considerar los límites indicados en el (cuadro 2.7). Cuadro que contiene las propiedades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante que también aparecían en ediciones anteriores de las Especificaciones Normalizadas para Puentes Carreteros de AASHTO, aunque con algunas modificaciones. (2.5.2.6.3–1) [10].

*Cuadro 2.7 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para
superestructuras de profundidad constante [10]*

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Donde:

- S = Longitud del tablero (mm)
- L = Longitud de tramo (mm)

b) Volúmenes de material y peso propio

c) Gálibo libre

d) Área de cimentación

Para su determinación se toma únicamente el peso propio de vigas más tablero, sin tomar en cuenta la carga viva.

El peso propio de protecciones laterales y diafragmas, el peso propio de estribos y de las cimentaciones en sí, esto es, con el fin de llegar a una comparación relativa y no real de las alternativas propuestas.

Para el análisis del área de cimentación se registra el dato correspondiente a la capacidad portante del suelo (σ), dentro del estudio geofísico (cuadro 2.9)

$$\sigma = 2,00 \frac{kg}{cm^2} = 20,00 \frac{t}{m^2}$$

A más de la capacidad portante, el estudio geofísico da como recomendación la construcción de dos estribos en cada margen del río, y que para cada estribo le corresponda una cimentación rectangular, por tal motivo la carga debido al peso propio se repartirá equitativamente hacia las dos cimentaciones.

- **Parámetro económico (costo estimado de construcción)**

Estimación del costo a base de un cálculo de volúmenes de obra globales aproximado.

Al establecer una comparación relativa de costos entre las alternativas propuestas, se establece el volumen y los costos unitarios y totales correspondientes a cada rubro general a considerar, únicamente relacionados a materiales, sin tomar en cuenta mano de obra, herramienta y transporte.

A continuación los parámetros técnicos y económicos serán evaluados para cada alternativa propuesta.

Alternativa “A”: Puente de hormigón armado de vigas longitudinales simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado

- **Parámetros técnicos**

a) Predimensionamiento de la superestructura

En base al cuadro 2.7 (2.5.2.6.3–1) [10] se realiza un predimensionamiento, atribuyendo a la superestructura cuatro vigas T longitudinales de sección constante.

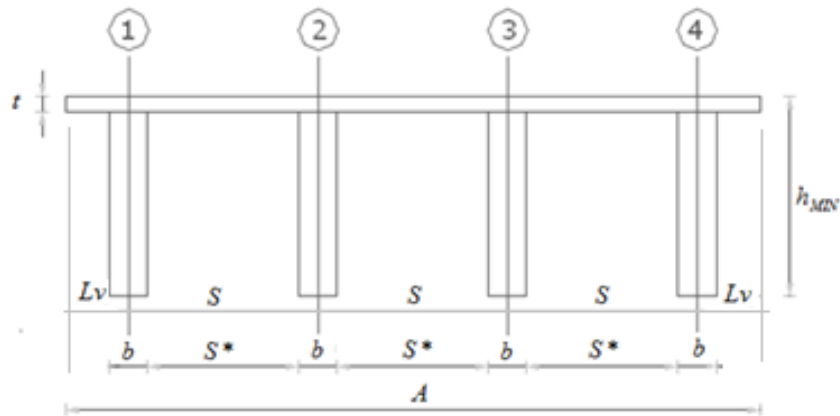


Fig. 2.2 Nomenclatura en la sección transversal del puente en hormigón armado (alternativa “A”)

Para el predimensionamiento se utilizan las siguientes ecuaciones (ver cuadro 2.7):

$$S \cong A/N \quad (2.1)$$

$$Lv \leq S/2 \quad (2.2)$$

$$Lv = [A - \{(N - 1) \times S\}] / 2 \quad (2.3)$$

$$t_{MIN} = [1,20 \times (S + 3000)] / 30 \quad (2.4)$$

$$h_{MIN} = 0,07 \times L \quad (2.5)$$

En donde:

- N = número de vigas
- S^* = separación entre caras interiores de vigas longitudinales
- S = separación entre ejes longitudinales de vigas
- A = ancho total del puente
- L_v = longitud del volado
- b = ancho de viga
- t_{MIN} = peralte mínimo del tablero
- t = peralte adoptado del tablero
- h_{MIN} = peralte mínimo de viga incluido el peralte de losa
- L = longitud de viga

Determinación de la separación de los ejes de vigas longitudinales:

$$S \cong A/N$$

$$S \cong 11,00/4$$

$$S \cong 2,80m$$

Determinación de la longitud del volado:

$$L_v = [A - \{(N - 1) \times S\}] / 2$$

$$L_v = [11,00 - \{(4 - 1) \times 2,80\}] / 2$$

$$L_v = 1,30m$$

Determinación del peralte del tablero:

$$t_{MIN} = [1,20 \times (S + 3000)] / 30$$

$$t_{MIN} = [1,20 \times (2800 + 3000)] / 30$$

$$t_{MIN} = 0,232m$$

$$t = 0,25m$$

Determinación de la altura total (tablero + viga)

$$h_{MIN} = 0,07 \times L$$

$$h_{MIN} = 0,07 \times 45,00$$

$$h_{MIN} = 3,15m$$

A continuación, con las dimensiones obtenidas anteriormente se muestra la configuración del puente en su sección transversal (fig.2.3), en planta (fig.2.4), y elevación (fig. 2.5).

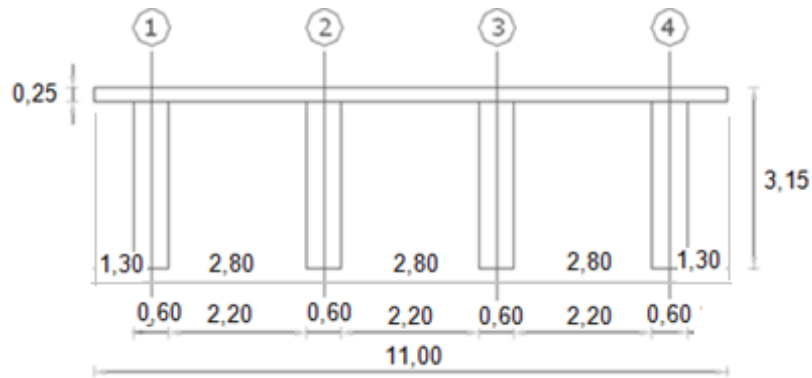


Fig. 2.3 Sección transversal del puente en hormigón armado (alternativa "A")

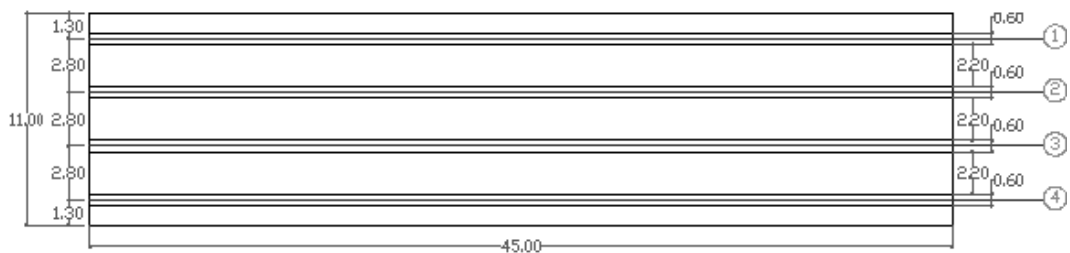
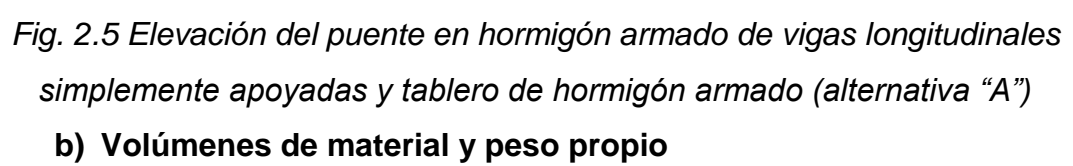


Fig. 2.4. Planta del puente en hormigón armado (alternativa "A")



Volumen de hormigón en tablero y vigas (Ver fig. 2.3)

$$V_{TOTAL} = V_{TABLERO} + V_{VIGAS} \quad (2.6)$$

Donde:

- V_{TOTAL} = volumen de hormigón en superestructura
- $V_{TABLERO}$ = volumen de hormigón en tablero
- V_{VIGAS} = volumen de hormigón en vigas

$$V_{TOTAL} = V_{TABLERO} + V_{VIGAS}$$

$$V_{TOTAL} = (h_{MIN} \times A \times L) + (N \times b \times (h_{MIN} - t) \times L) \quad (2.7)$$

$$V_{TOTAL} = (0,25 \times 11,00 \times 45,00) + (4 \times 0,60 \times (3,15 - 0,25) \times 45,00)$$

$$V_{TOTAL} = 436,95m^3$$

Peso propio del hormigón total a emplearse en la superestructura

$$W_H = V_{TOTAL} \times \gamma_H \quad (2.8)$$

Donde:

- W_H = peso propio de la superestructura
- γ_H = peso específico del hormigón ($2,40 \frac{ton}{m^3}$)

$$W = 436,95 \times 2,40$$

$$W = 1048,68ton$$

c) Gálibo libre (Ver fig. 2.6)

Para el análisis del gálibo libre, se registran los siguientes datos tomados de los estudios topográfico e hidrológico:

- Nivel de rasante = $NR = 1311,00m$

- Nivel de máxima crecida = $NMC = 1304,06m$
- Gálibo libre mínimo = $GL_{MIN} = 2,50m$
- Espesor de carpeta asfáltica = $c = 0,05m$ (valor asumido)

$$GL \geq GL_{MIN} \quad (2.9)$$

Donde:

- GL = gálibo libre disponible

$$GL = NR - (NMC + h_{MIN} + c) \quad (2.10)$$

$$GL = 1311,00 - (1304,06 + 3,15 + 0,05)$$

$$GL = 3,74m > 2,50m$$

d) Área de cimentación

La carga debido al peso propio antes calculado se repartirá equitativamente hacia las dos cimentaciones, siendo (W_c) la carga por peso propio de la superestructura para cada cimentación.

$$W = 1048,68ton \text{ (carga total)}$$

$$W_c = W/2 \quad (2.11)$$

$$W_c = 1048,68/2 = 524,34ton$$

Al disponer de la capacidad portante admisible del suelo (σ) y la carga que va a ser aplicada (W_c), se procede al cálculo del área de cimentación (A_c).

$$\sigma = 2,00 \frac{kg}{cm^2} = 20,00 \frac{ton}{m^2}$$

$$A_c = W_c / \sigma \quad (2.12)$$

$$A_c = 524,34 / 20,00 = 26,22m^2$$

Costo estimado de la alternativa "A"

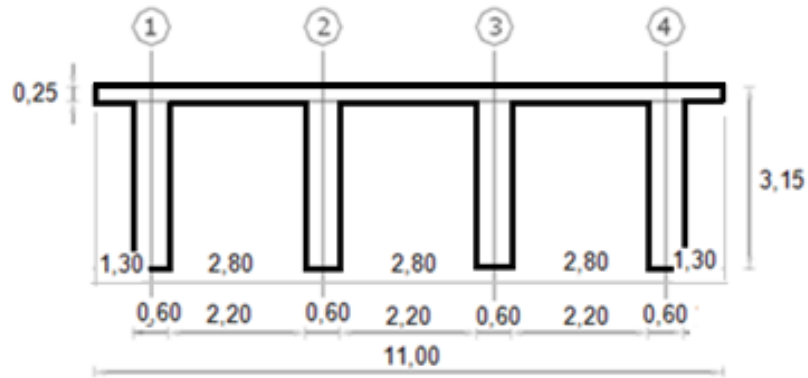


Fig. 2.7 Encofrado para vigas y tablero en los extremos del vano

$$E_T = 2 \times A_T \quad (2.14)$$

En donde:

- A_T = área transversal del puente

$$E_T = 2 \times A_T$$

$$E_T = 2 \times [(t \times A) + (N \times b \times (h_{MIN} - t))] \quad (2.15)$$

$$E_T = 2 \times [(0,25 \times 11,00) + (4 \times 0,60 \times (3,15 - 0,25))] \quad (2.15)$$

$$E_T = 2 \times 9,71 m^2$$

$$E_T = 19,42 m^2$$

Por lo tanto, el área total de encofrado necesaria para el hormigonado (E) será:

$$E = E_L + E_T \quad (2.16)$$

$$E = 1561,50 + 19,42 = 1580,92 m^2$$

b) Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, ($V_{TOTAL} = 436,95 m^3$)

c) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para calcular el volumen necesario de acero de refuerzo (V_{AR}) se tomo a consideración el 1,5 % del área transversal del puente.

$$V_{AR} = 0,015 \times A_T \times L \quad (2.17)$$

$$V_{AR} = 0,015 \times 9,71 \times 45,00 = 6,55425 m^3$$

Como la unidad medible para el costo del acero de refuerzo es el kilogramo, entonces:

$$W_{AR} = V_{AR} \times \gamma_{AR} \times 1000 \quad (2.18)$$

Donde:

- W_{AR} = peso del acero de refuerzo en (kg)
- γ_{AR} = peso específico del acero de refuerzo ($7,85 \frac{ton}{m^3}$)

$$W_{AR} = V_{AR} \times \gamma_{AR} \times 1000$$

$$W_{AR} = 6,55425 \times 7,85 \times 1000 = 51450,86 kg$$

Costos unitarios de los rubros empleados [11]:

1. Encofrado para vigas y tablero = 16,13 USD/m²
2. Hormigón $f'c = 280$ kg/cm² = 148,04 USD/m³
3. Acero de refuerzo $f_y = 4200$ kg/cm² = 1,92 USD/kg

A continuación se resumen los volúmenes de obra calculados anteriormente y los costos unitarios correspondientes a cada rubro.

Cuadro 2.8 Volúmenes, costos unitarios y totales para cada rubro

Rubro	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (USD)	Costo total (USD)
1	Encofrado para vigas y tablero	m ²	1580,92	16,13	25500,24
2	Hormigón $f'c = 280$ kg/cm ²	m ³	436,95	148,04	64686,08
3	Acero de refuerzo $f_y = 4200$ kg/cm ²	kg	51450,86	1,92	98785,65
					188971,97

Alternativa “A”: Costo estimado de la construcción de la superestructura del puente de hormigón armado de vigas longitudinales simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado = **188971,97 USD**

Alternativa “B”: Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado

- **Parámetros técnicos**

a) Predimensionamiento de la superestructura

En base al cuadro 2.7 (2.5.2.6.3–1) [10] se realiza un predimensionamiento, atribuyendo a la superestructura cuatro vigas rectangulares pretensadas longitudinales de sección constante.

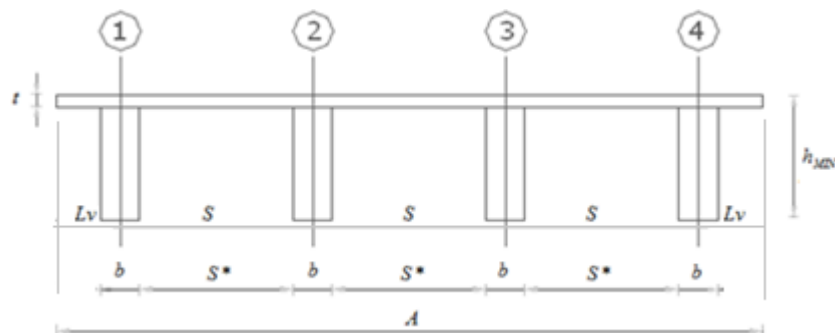


Fig. 2.8 Nomenclatura en la sección transversal del puente de vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa “B”)

Para el predimensionamiento se utiliza las mismas distancias entre ejes longitudinales (S) de viga conjuntamente con la longitud de los volados (L_v) ver (cuadro 2.7).

$$S = 2,80m$$

$$L_v = 1,30m$$

$$t_{MIN} = 0,03 \times L \quad (2.19)$$

$$t_{MIN} \geq 165mm \quad (2.20)$$

$$h_{MIN} = 0,045 \times L \quad (2.21)$$

Determinación del peralte del tablero

$$t_{MIN} = 0,03 \times 45,00 = 135mm$$

$$\text{Como: } t_{MIN} = 135mm < 165mm$$

Entonces se adopta: $t_{MIN} = 200mm = 0,20m$

Determinación de la altura total (tablero + viga)

$$h_{MIN} = 0,045 \times L$$

$$h_{MIN} = 0,045 \times 45,00 = 2,05m$$

A continuación, con las dimensiones obtenidas anteriormente se muestra la configuración del puente en su sección transversal (fig.2.9), en planta (fig.2.10), y elevación (fig. 2.11)

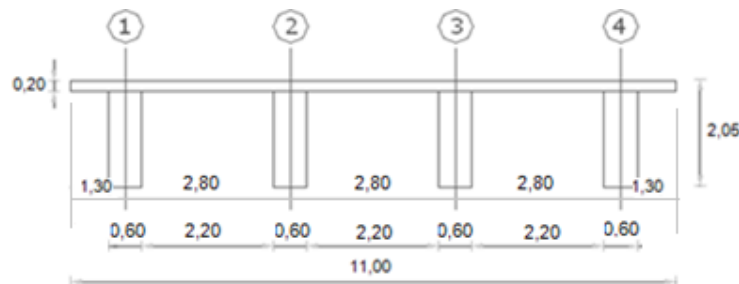


Fig. 2.9 Sección transversal del puente de vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa "B")



Fig. 2.10 Planta del puente de vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa "B")

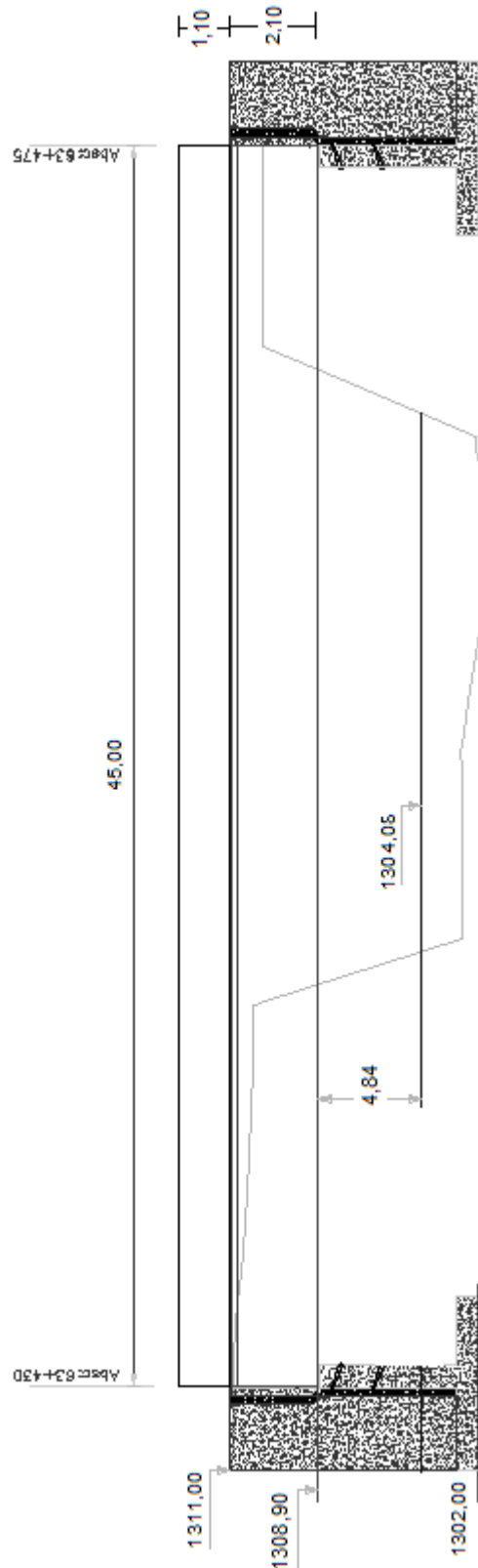


Fig. 2.11 Elevación del puente vigas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado (alternativa “B”)

b) Volúmenes de material y peso propio

Volumen de hormigón en tablero y vigas (Ver fig. 2.7)

$$V_{TOTAL} = V_{TABLERO} + V_{VIGAS}$$

$$V_{TOTAL} = (h_{MIN} \times A \times L) + (N \times b \times (h_{MIN} - t) \times L)$$

$$V_{TOTAL} = (0,20 \times 11,00 \times 45,00) + (4 \times 0,60 \times (2,05 - 0,20) \times 45,00)$$

$$V_{TOTAL} = 298,80m^3$$

Peso propio del hormigón total a emplearse en la superestructura

$$W_H = V_{TOTAL} \times \gamma_H$$

$$W_H = 298,80 \times 2,40$$

$$W_H = 717,12Ton$$

c) Gálibo libre (Ver fig. 2.6)

Para el análisis del gálibo libre, se registran los siguientes datos tomados de los estudios topográfico e hidrológico:

- Nivel de rasante = $NR = 1311,00m$
- Nivel de máxima crecida = $NMC = 1304,06m$
- Gálibo libre mínimo = $GL_{MIN} = 2,50m$
- Espesor de carpeta asfáltica = $c = 0,05m$ (valor aproximado)
- Gálibo libre disponible = GL

$$GL = NR - (NMC + h_{MIN} + c)$$

$$GL = 1311,00 - (1304,06 + 2,05 + 0,05)$$

$$GL = 4,84m > 2,50m$$

d) Área de cimentación

La carga debido al peso propio antes calculado se repartirá equitativamente hacia las dos cimentaciones, siendo (W_c) la carga por peso propio de la superestructura para cada cimentación.

$$W = 717,12 \text{ ton (carga total)}$$

$$W_c = W/2$$

$$W_c = 717,12/2 = 358,56 \text{ ton}$$

Al disponer de la capacidad portante admisible del suelo (σ) y la carga que va a ser aplicada, se procede al cálculo del área de cimentación (A_c).

$$\sigma = 2,00 \text{ kg/cm}^2 = 20,00 \text{ ton/m}^2$$

$$A_c = W_c/\sigma$$

$$A_c = 358,56/20,00 = 17,93 \text{ m}^2$$

Costo estimado de la alternativa “B”

Para obtener un costo estimado de la superestructura, se procede a la determinación de volúmenes de obra necesarios y costos unitarios por cada rubro considerado.

Volúmenes de obra a emplearse:

- a) Encofrado para el tablero (vigas pretensadas prefabricadas)

Determinación del área correspondiente al encofrado del tablero en la longitud del puente (E_L)

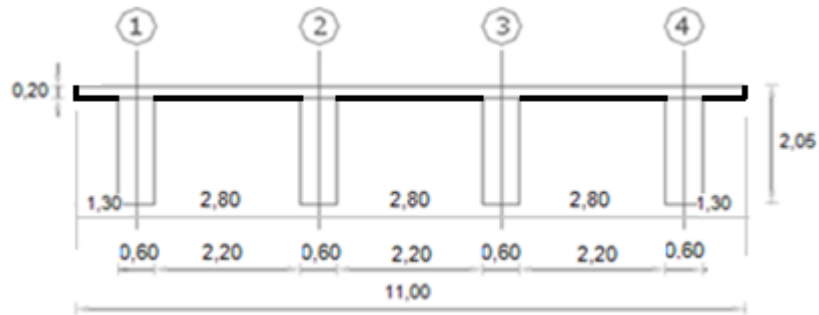


Fig. 2.12 Encofrado para el tablero en toda la longitud del vano

$$E_L = L \times [(2 \times t) + (A - (N \times b))] \quad (2.22)$$

$$E_L = 45,00 \times [(2 \times 0,20) + (11,00 - (4 \times 0,60))] \quad (2.22)$$

$$E_L = 405,00 m^2$$

Determinación del área correspondiente al encofrado transversal del tablero del puente (E_T)

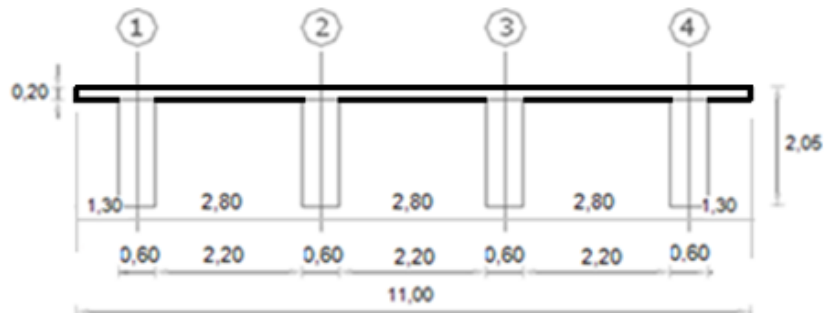


Fig. 2.13 Encofrado para el tablero en los extremos del vano

$$E_T = 2 \times t \times A \quad (2.23)$$

$$E_T = 2 \times 0,20 \times 11,00$$

$$E_T = 4,40 m^2$$

Determinación del área total de encofrado necesaria para el hormigonado del tablero (E)

$$E = E_L + E_T \quad (2.24)$$

$$E = 405,00 + 4,40 = 409,40 m^2$$

b) Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, ($V_{TOTAL} = 298,80m^3$)

c) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para calcular la cantidad necesaria de acero de refuerzo (V_{AR}) se tomo a consideración el 1,3 % del área transversal del puente, porcentaje menor al anterior, debido a que, la acción actuante de los tendones tensados disminuye la cantidad de acero por cortante.

$$V_{AR} = 0,013 \times A_T \times L \quad (2.25)$$

$$V_{AR} = 0,013 \times [(t \times A) + (N \times b \times (h_{MIN} - t))] \times L$$

$$V_{AR} = 0,013 \times [(0,20 \times 11,00) + (4 \times 0,60 \times (2,05 - 0,20))] \times 45,00$$

$$V_{AR} = 0,013 \times 6,64 \times 45,00 = 3,8844m^3$$

Como la unidad medible para el costo del acero de refuerzo es el kilogramo, entonces:

$$W_{AR} = V_{AR} \times \gamma_{AC} \times 1000$$

$$W_{AR} = 3,8844 \times 7,85 \times 1000 = 30492,54kg$$

Costos unitarios de los rubros empleados[11]:

1. Encofrado para vigas y tablero = 16,13 USD/m²
2. Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 148,04 \text{ USD/m}^2$
3. Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1,92 \text{ USD/kg}$

A continuación se resumen los volúmenes de obra calculados anteriormente y los costos unitarios correspondientes a cada rubro.

Cuadro 2.9 Volúmenes, costos unitarios y totales para cada rubro

Rubro	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (USD)	Costo total (USD)
1	Encofrado para vigas y tablero	m2	409,4	16,13	6603,62
2	Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	298,8	148,04	44234,35
3	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	30492,54	1,92	58545,68
					109383,65

Alternativa “B”: Costo estimado de la construcción de la superestructura del puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado = **109383,65 USD**

Alternativa “C”: Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado

- **Parámetros técnicos**

a) Predimensionamiento de la superestructura

En base al cuadro 2.7 (2.5.2.6.3–1) [10] se realiza un predimensionamiento, atribuyendo a la superestructura cuatro vigas metálicas prefabricadas longitudinales de sección constante.

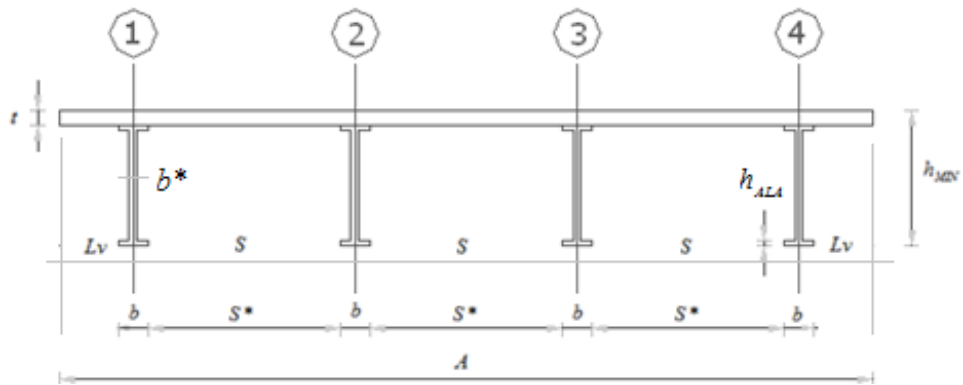


Fig. 2.14 Nomenclatura en la sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado

Para el predimensionamiento se utiliza las mismas distancias entre ejes longitudinales (S) de viga conjuntamente con la longitud de los volados (L_v) ver (cuadro 2.7)

$$S = 2,80m$$

$$L_v = 1,30m$$

$$t_{MIN} \geq 165mm \quad (2.26)$$

$$h_{MIN} = 0,04 \times L \quad (2.27)$$

Determinación del peralte del tablero

$$\text{Como: } t_{MIN} \geq 165mm$$

$$\text{Entonces se adopta: } t_{MIN} = 200mm = 0,20m$$

Determinación de la altura total (tablero + viga)

$$h_{MIN} = 0,04 \times L$$

$$h_{MIN} = 0,04 \times 45,00 = 1,80m$$

A continuación, con las dimensiones obtenidas anteriormente se muestra la configuración del puente en su sección transversal (fig.2.15), en planta (fig.2.16), y elevación (fig. 2.17).

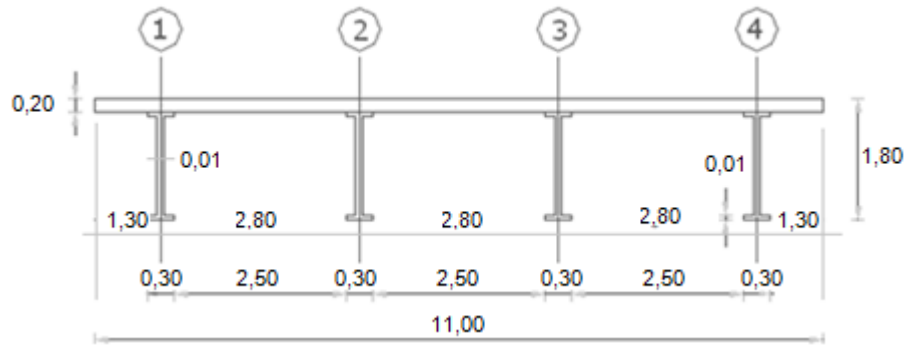


Fig. 2.15 Sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado

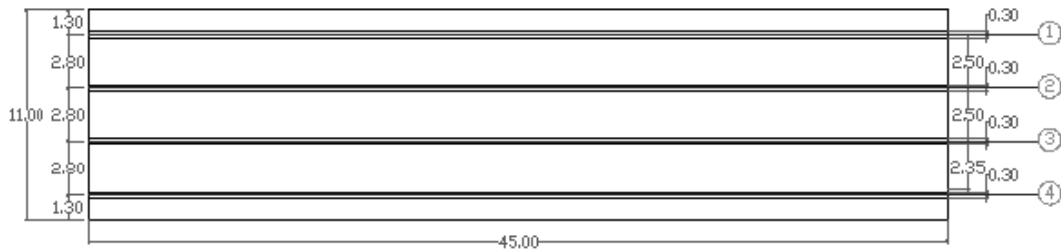


Fig. 2.16 Planta del puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado

b) Volúmenes de material y peso propio

Volumen de hormigón en el tablero

$$V_{\text{TABLERO}} = h_{\text{MIN}} \times A \times L$$

$$V_{\text{TABLERO}} = 0,20 \times 11,00 \times 45,00$$

$$V_{\text{TABLERO}} = 99,00 \text{ m}^3$$

Volumen de acero estructural en vigas (Ver fig. 2.7)

$$V_{\text{VIGAS}} = N \times L \times [b^* \{h_{\text{MIN}} - (t + 2h_{\text{ALA}})\} + (2 \times b \times h_{\text{ALA}})] \quad (2.28)$$

Donde:

- b^* = espesor del alma de la viga metálica
- h_{ALA} = peralte del ala de la viga metálica

$$V_{\text{VIGAS}} = 4 \times 45,00 \times [0,01 \{1,80 - (0,20 + 2(0,01))\} + (2 \times 0,30 \times 0,01)]$$

$$V_{VIGAS} = 3,93m^3$$

Peso propio del hormigón a emplearse en la superestructura

$$W_H = V_{TABLERO} \times \gamma_H$$

Donde:

- W_H = volumen de hormigón correspondiente al tablero
- γ_H = peso específico del hormigón

$$W_H = 99,00 \times 2,40$$

$$W_H = 237,60ton$$

Peso propio del acero estructural a emplearse en la superestructura

$$W_{AE} = V_{VIGAS} \times \gamma_{AE}$$

Donde:

- W_{AE} = volumen de acero estructural correspondiente a las vigas
- $\gamma_{AE} = \gamma_{AR}$ = peso específico del acero estructural

$$W_{AE} = 3,93 \times 7,85$$

$$W_{AE} = 30,85ton$$

Peso propio de la superestructura (W_S), (hormigón + acero estructural)

$$W_S = W_H + W_{AE}$$

$$W_S = 237,60 + 30,85$$

$$W_S = 268,45ton$$

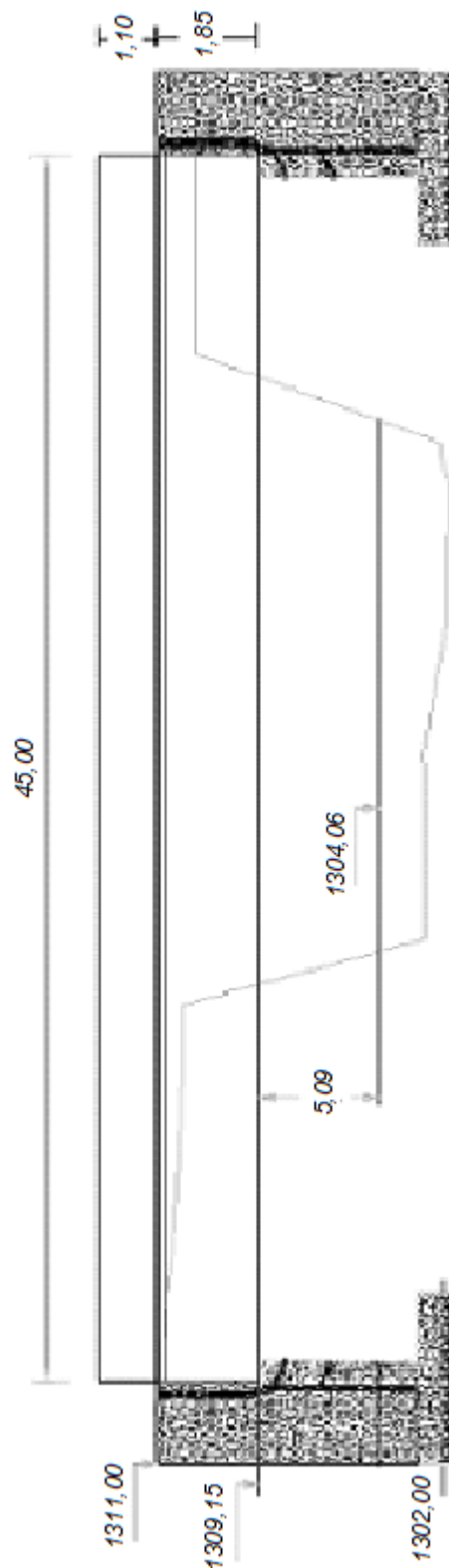


Fig. 2.17 Elevación del puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado

c) Gálibo libre (Ver fig. 2.6)

Para el análisis del gálibo libre, se registran los siguientes datos tomados de los estudios topográfico e hidrológico:

- Nivel de rasante = $NR = 1311,00m$
- Nivel de máxima crecida = $NMC = 1304,06m$
- Gálibo libre mínimo = $GL_{MIN} = 2,50m$
- Espesor de carpeta asfáltica = $c = 0,05m$ (valor aproximado)
- Gálibo libre disponible = GL

$$GL = NR - (NMC + h_{MIN} + c)$$

$$GL = 1311,00 - (1304,06 + 1,80 + 0,05)$$

$$GL = 5,09m > 2,50m$$

d) Área de cimentación

La carga debido al peso propio antes calculado se repartirá equitativamente hacia las dos cimentaciones, siendo (W_c) la carga por peso propio de la superestructura para cada cimentación.

$$W = 268,45ton \text{ (carga total)}$$

$$W_c = W/2$$

$$W_c = 268,45/2 = 134,23ton$$

Al disponer de la capacidad portante admisible del suelo (σ) y la carga que va a ser aplicada, se procede al cálculo del área de cimentación (A_c).

$$\sigma = 2,00 \frac{kg}{cm^2} = 20,00 \frac{ton}{m^2}$$

$$A_c = W_c / \sigma$$

$$A_c = 134,23 / 20,00 = 6,71m^2$$

Costo estimado de la alternativa "C"

Para obtener un costo estimado de la superestructura, se procede a la determinación de volúmenes de obra necesarios y costos unitarios por cada rubro considerado.

Volúmenes de obra a emplearse:

a) Encofrado para el tablero (vigas metálicas prefabricadas)

El encofrado a determinarse es el mismo que la alternativa B, debido que el tablero presenta las mismas dimensiones.

$$E = 409,40m^2$$

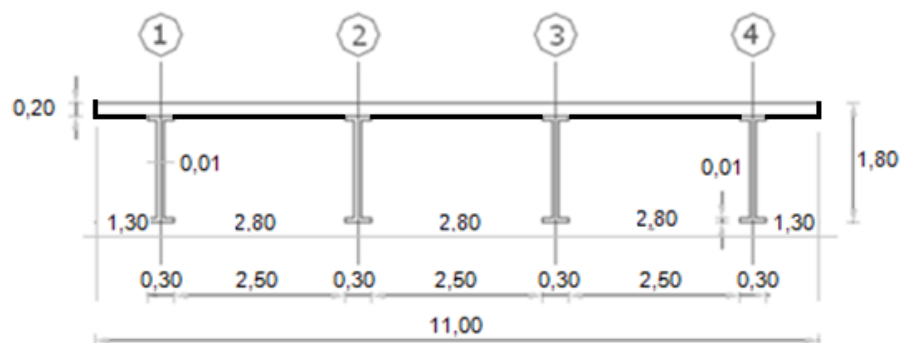


Fig. 2.18 Encofrado para el tablero en toda la longitud del vano

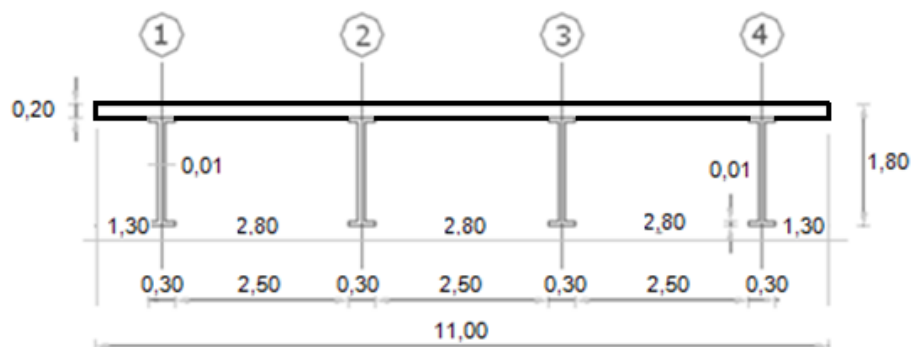


Fig. 2.19 Encofrado para el tablero en los extremos del vano

b) Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, ($V_{TOTAL} = 99,00m^3$)

c) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para calcular la cantidad necesaria de acero de refuerzo (V_{AR}) se tomó a consideración el 1,5 % del área transversal del puente.

$$V_{AR} = 0,015 \times A_T \times L$$
$$V_{AR} = 0,015 \times (0,20 \times 11,00) \times 45,00$$
$$V_{AR} = 1,485 m^3$$

Como la unidad medible para el costo del acero de refuerzo es el kilogramo, entonces:

$$W_{AR} = V_{AR} \times \gamma_{AC} \times 1000$$
$$W_{AR} = 1,485 \times 7,85 \times 1000 = 11657,25 kg$$

d) Acero estructural A-588 (vigas metálicas prefabricadas)

Como ya se calculó el peso propio del acero estructural A-588 anteriormente, este valor se prosigue a transformar en (kg), para poder detallar su costo unitario.

$$W_{AE} = 30,85 Ton = 30850,00 kg$$

Costos unitarios de los rubros empleados [11]:

- 1) Encofrado para losa = 16,13USD/m²
- 2) Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 148,04 \text{ USD/m}^3$
- 3) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1,92 \text{ USD/kg}$
- 4) Acero estructural A-588 = 4,81USD/kg

A continuación se resumen los volúmenes de obra calculados anteriormente y los costos unitarios correspondientes a cada rubro.

Cuadro 2.10 Volúmenes, costos unitarios y totales para cada rubro

Rubro	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (USD)	Costo total (USD)
1	Encofrado para el tablero	m2	409,40	16,13	6603,62
2	Hormigón f'c = 280 kg/cm2	m3	99,00	148,04	14655,96
3	Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	kg	11657,25	1,92	22381,92
4	Acero estructural A-588	kg	30850,00	2,58	79593,00
					123234,50

Alternativa “C”: Costo estimado de la construcción de la superestructura del puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado = **123234,50 USD**

A continuación se resume el análisis realizado bajo los parámetros técnicos y económicos (cuadro 2.11), y las facilidades del proceso constructivo para cada alternativa propuesta (cuadro 2.12).

Cuadro 2.11 Parámetros técnicos y económicos de cada alternativa

Parámetros	Alternativa	A		B		C	
	Sistema constructivo	Vigas y tablero de Hormigón Armado		Vigas Pretensadas y tablero de Hormigón Armado		Vigas metálicas y tablero de Hormigón Armado	
Técnico	Volumen de material (m3)	Vigas	313,20	Vigas	199,80	Vigas	3,93
		Tablero	123,75	Tablero	99,00	Tablero	99,00
	Peso de material (ton)	Vigas	751,68	Vigas	479,52	Vigas	30,85
		Tablero	297,00	Tablero	237,60	Tablero	237,60
	Peso de Superestructura (ton)	1048,68		717,12		268,45	
	Gálibo libre (m)	3,74		4,84		5,09	
	Área de cimentación (m2)	26,22	c/u	17,93	c/u	6,71	c/u
		52,44	total	35,86	total	13,42	total
Económico	Costo estimado (USD)	188971,97		109383,65		123234,50	

Cuadro 2.12 Facilidades del proceso constructivo de cada alternativa

Alternativa	A	B	C
-------------	---	---	---

Sistema constructivo			Vigas y tablero de Hormigón Armado	Vigas Pretensadas y tablero de Hormigón Armado	Vigas metálicas y tablero de Hormigón Armado
Facilidades del proceso constructivo	Material		existente	existente	importado
	Personal	Nivel	instrucción básica	capacitado	capacitado
		Mano de obra	mayor	menor	menor
	Maquinaria		herramienta básica, concretera, compactadora	equipo de presforzado, grúa, concretera, compactadora	equipo de soldadura, grúa, concretera, compactadora
	Particularidades	Encofrado	en tablero y vigas	solo en tablero	solo en tablero
		Elaboración (vigas)	en situ	taller	taller
		Transporte (vigas)	no	si	si
	Tiempo de construcción		mayor	tolerable	menor
	Molestias causadas a la circulación		considerables	mínimas	mínimas

2.1.3. Alternativa recomendada

La alternativa “C” (vigas metálicas y tablero de hormigón armado) es la recomendada, debido a que, su construcción se la efectúa en el menor tiempo posible, sin presentar molestias en la circulación, por lo que sus vigas son lanzadas en situ mediante la manipulación de grúas, es decir, son vigas prefabricadas en talleres especializados brindando una mejor calidad en el producto, presentando el inconveniente de ser transportados al lugar de implantación.

La mano de obra a emplearse es menor frente a las otras alternativas, sin embargo, se necesita que esta sea debidamente capacitada o calificada. Al tener implantadas las vigas, estas sirven de apoyo para la construcción del tablero, reduciendo el encofrado a una cantidad mínima. Referente a los parámetros analizados se observa que es la superestructura más liviana, en la que el volumen de material es reducido, tanto en superestructura como en cimentaciones, siendo más cauteloso en el aspecto hidráulico obteniendo el mayor gálibo libre posible.

Referente al punto de vista económico esta alternativa es la más llamativa, debido a que, el costo de la superestructura no influye únicamente en el material que se emplee, si no en la mano de obra, herramienta, alquiler de equipos, transporte, y sobre todo en las facilidades y tiempo disponible que se presenten en la construcción.

CAPÍTULO 3

SUPERESTRUCTURAS DE SECCIÓN COMPUESTA

3.1. Generalidades sobre los puentes de carretera

Los puentes son una de las primeras estructuras que ha existido en la historia. Su finalidad es la de salvar obstáculos comunicando dos puntos permitiendo la continuidad física y geométrica de la vía terrestre, con un margen adecuado de seguridad, por medio de una serie de elementos estructurales que pueden ser elaborados en varios materiales dependiendo de las solicitaciones específicas que se tenga para cada caso determinado.

3.1.1. Partes de un puente

Los puentes están constituidos por una gran cantidad de elementos que pueden agruparse en tres conjuntos o partes básicas, denominadas

- Superestructura,
- Subestructura o Infraestructura, y
- Cimentación o Fundación.

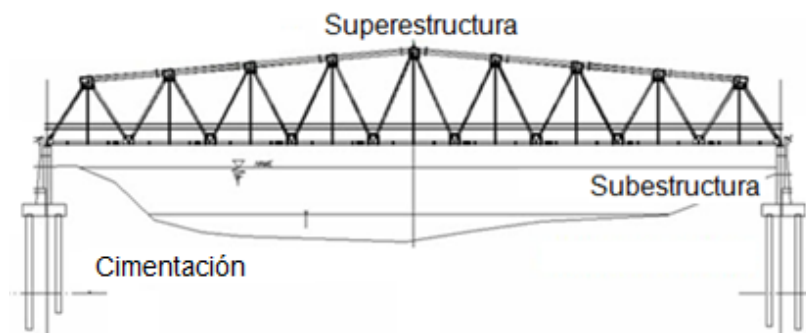


Fig. 3.1 Partes básicas de un puente

- **La Superestructura [12]**

La superestructura es la parte de un puente que permite la continuidad del camino con su calzada y pasillos, sobre un río, quebrada, estero, u otro camino.

La superestructura es el conjunto de elementos que reciben las cargas provenientes del tránsito vehicular y peatonal. Estas cargas recibidas son transmitidas a la infraestructura o subestructura.

Para su construcción y colocación en obra se debe tomar en cuenta los posibles desplazamientos que se puedan manifestar debido a cambios de temperatura y de movimientos sísmicos mediante juntas de expansión y de sistemas antisísmicos respectivamente.

- **La Subestructura o Infraestructura [12]**

La subestructura es la parte del puente que transmite las cargas de la superestructura a la cimentación o fundación es decir está constituida por los apoyos extremos e intermedios del puente.

Los estribos o apoyos extremos del puente forman parte de la infraestructura y están destinados a sostener la superestructura y en las carreteras a retener los terraplenes de acceso al puente en colaboración con los muros de ala (muros de contención).

En puentes largos, la superestructura está constituida por más de un tramo; los apoyos intermedios de estos tramos se denominan pilas o pilones, según los casos, y junto con los estribos constituyen, la infraestructura del puente.

- **La cimentación o fundación [12]**

La fundación está constituida por las cimentaciones del puente, y su función es la de recibir las cargas provenientes de la superestructura y de la subestructura para disiparlas al suelo.

Estas cimentaciones pueden ser superficiales (zapatas aisladas o combinadas) y profundas (zapatas más pilotes, cajones de cimentación, etc.)

3.1.2. Elementos de la Superestructura [12]

La superestructura, por lo general, está constituida por una variedad de elementos según sea el diseño para cada caso en particular, entre otros tenemos los siguientes:

- **Equipamiento**

- a) Protecciones laterales

- Protecciones laterales vehiculares*

- Macizas: Parapeto de hormigón
 - Alivianadas: Poste metálico y valla de hormigón, Bordillo de hormigón

- Protecciones Laterales Peatonales y de ciclovías*

- Postes y Pasamanos (metálicos, madera, hormigón)

- Protecciones laterales combinadas: Vehiculares y peatonales*

- Postes, pasamanos, vallas vehiculares, aceras y bordillos

- b) Capa de rodadura
 - Hormigón
 - Carpeta asfáltica
- c) Sistemas de iluminación y drenaje
- d) Señalización
 - Avisos de altura y carga máximas

Tablero

- a) Tablero de madera
- b) Tablero de hormigón
- c) Tablero de acero

• Elementos principales

- a) Vigas (madera, hormigón armado, acero)
- b) Pórticos (hormigón armado, acero)
- c) Arcos (hormigón armado, acero)
- d) Bóvedas (mampostería)
- e) Cables (acero)

• Elementos secundarios

- a) Diafragmas (hormigón armado)
- b) Contravientos horizontales y verticales (madera, acero)

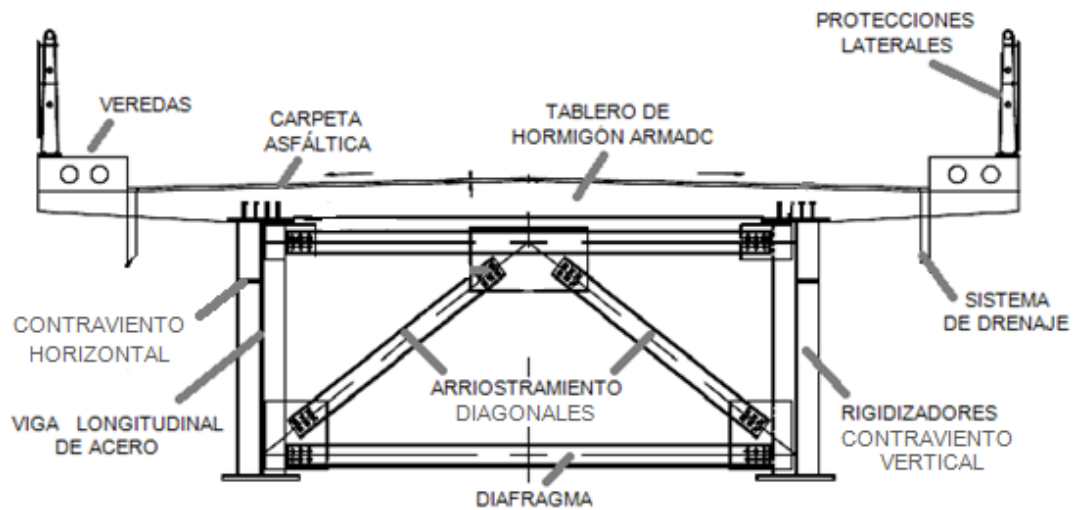


Fig. 3.2 Equipamiento, tablero, elementos principales y secundarios de la superestructura de un puente de vigas armadas de acero [13]

- **Elementos complementarios**

- Aparatos de apoyo (rótulas de hormigón, neopreno zunchado, acero)
- Articulaciones y amortiguadores
- Juntas de dilatación

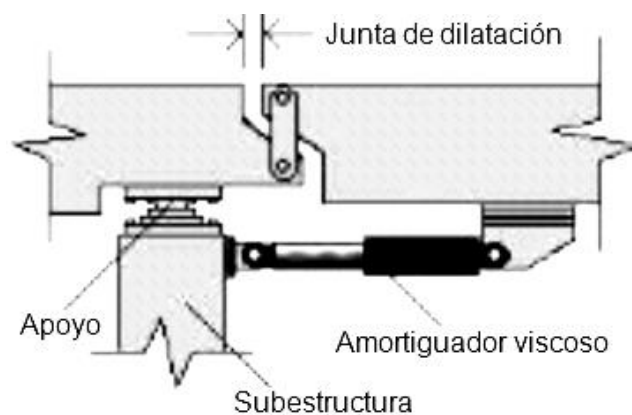


Fig. 3.3 Elementos complementarios de la superestructura de un puente [13]

3.2. Secciones transversales para puentes de vigas longitudinales de Carretera

Los puentes de vigas utilizan como elemento estructural vigas paralelas o longitudinales a la carretera, que soportan esfuerzos, principalmente el esfuerzo de flexión longitudinal, que viene hacer el más crítico y predominante en este tipo de estructuras.

3.2.1. Secciones transversales de un solo material

- **SECCIONES TRANSVERSALES DE MADERA**

- a) Sección transversal con vigas simples y compuestas**

Este tipo de secciones transversales con vigas de madera resultan apropiadas para salvar luces cortas, que en su forma más elemental están constituidas por vigas simplemente apoyadas con escuadrías pequeñas y con tablero superior apoyado sobre vigas transversales.

Las vigas simples a considerar, serán de dos tipos: de sección aserrada (madera tratada) y de sección rolliza (madera en estado natural).

Las maderas aptas para la construcción de superestructuras en nuestro medio son las maderas duras (maderas de mayor resistencia, de densidad básica que se ubica en el rango de 0.71 a 0.90, se caracterizan por ser fuertes, de superior calidad y generalmente difíciles de trabajar. Presentan mejor acabado y una mayor durabilidad). De este tipo de madera que se da en la provincia de El Napo, podemos nombrar el laurel, chanul, cedro, bálsamo, caoba, guayacán.

La unión de dos o más vigas simples, una encima de otra, aseguradas mediante el sistema de clavijas y pernos da lugar a las denominadas vigas compuestas.

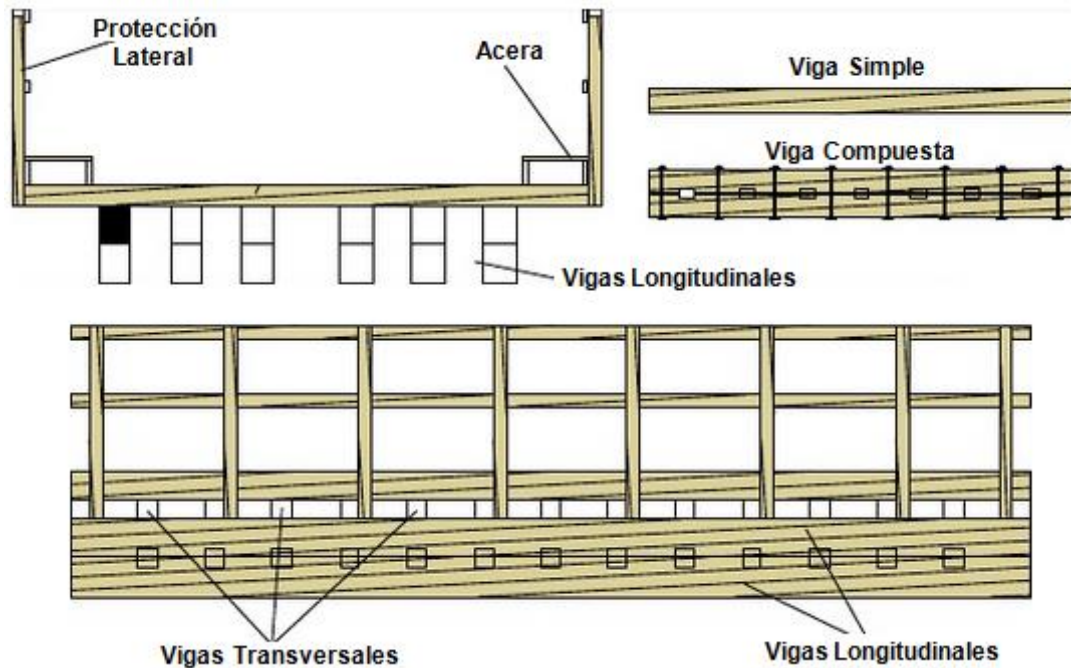


Fig. 3.4 Sección transversal con vigas simples o compuestas [14]

b) Sección transversal con vigas con apoyos intermedios

Las vigas con apoyos intermedios, se distinguen de otras que están constituidas por vigas continuas ya que no cuentan con apoyos vinculados rígidamente a tierra, sino más bien, están apoyadas sobre elementos de suspensión (apoyos elásticos).

Entre las secciones transversales más comunes son aquellas que están elaboradas por vigas con apoyos intermedios mediante sopanda (elemento horizontal apoyado en sus extremos sobre piezas inclinadas o jabalcones, que sirve para sostener la cara inferior de una viga con la finalidad de reforzarla para evitar la flexión, repartir las cargas, alcanzar luces mayores) (fig. 3.5) y a tope (nudo que se origina por la unión de los extremos de las piezas inclinadas, elemento que origina un apoyo para las vigas longitudinales en el centro de la luz) (fig. 3.6).

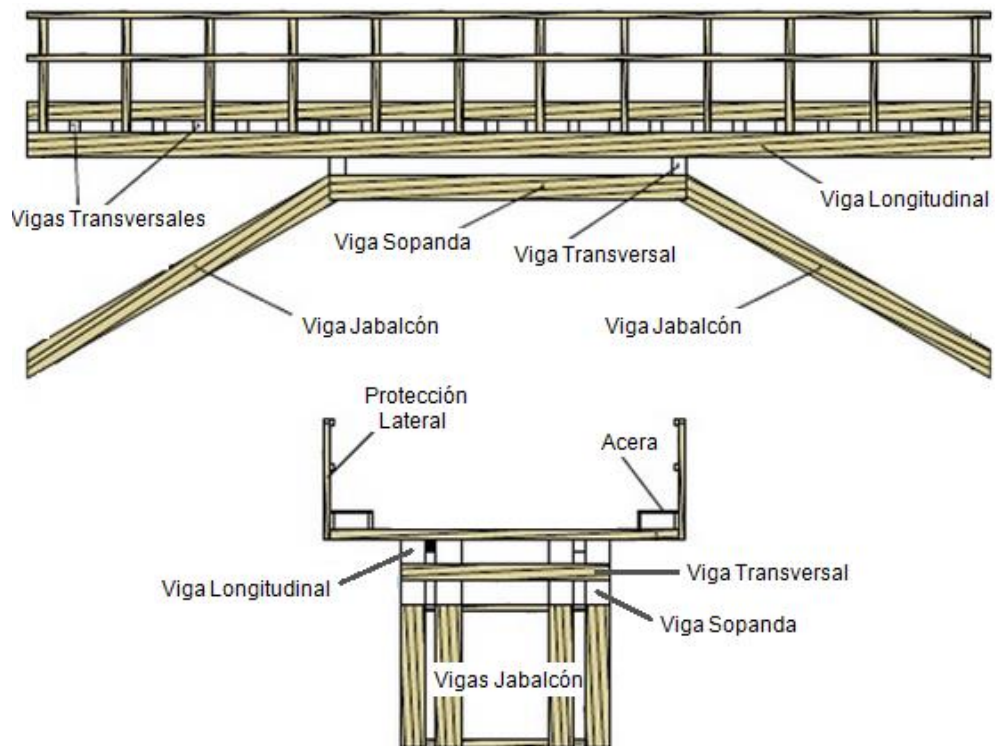


Fig. 3.5 Sección transversal de vigas con apoyos intermedios mediante sopanda [13]

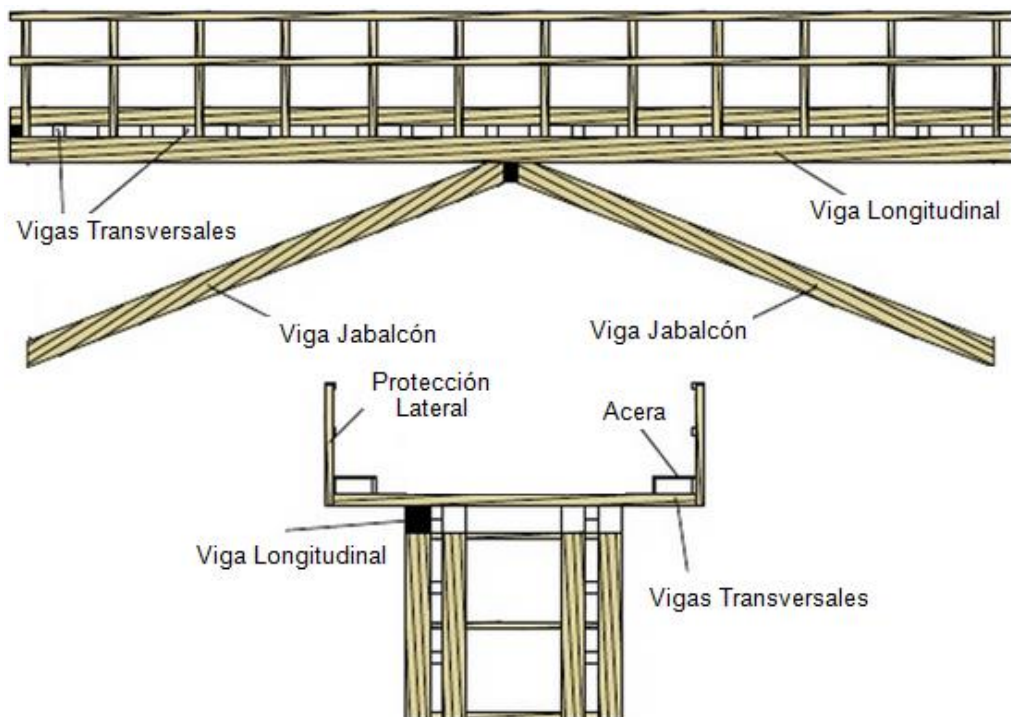


Fig. 3.6 Sección transversal de vigas con apoyo intermedio a tope [14]

Este tipo de secciones manifiestan un buen rendimiento a un bajo costo, secciones que son privilegiadas ante las secciones de hormigón, debido a

que en ciertos casos al construir puentes de hormigón armado en lugares apartados a los centros de producción lo hace una solución poca apropiada.

c) Sección transversal con vigas en celosía formadas por reticulares

La opción más recomendable para vencer luces mayores a las que puedan aportar las secciones anteriores es la de utilizar vigas formadas en celosía. La madera para su construcción debe ser completamente seca, esto es, con la finalidad de evitar deformaciones excesivas que pueden manifestarse a futuro.

Las secciones transversales más comunes (fig. 3.7-3.9) de este tipo son:

- Secciones transversales con vigas en celosía tipo Warren
- Secciones transversales con vigas en celosía tipo Howe
- Secciones transversales con vigas en celosía tipo K

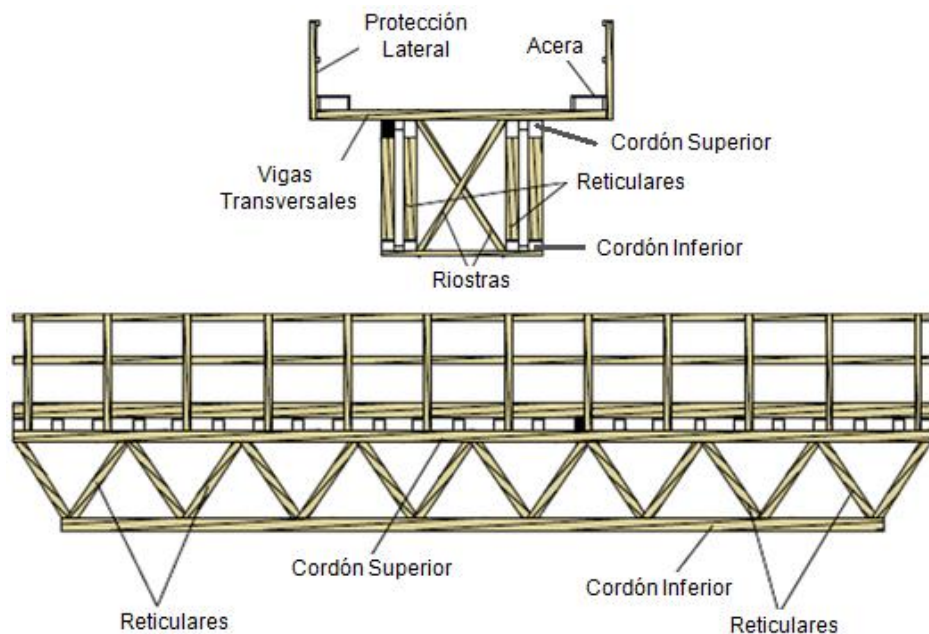


Fig. 3.7 Secciones transversales con vigas en celosía tipo Warren [14]

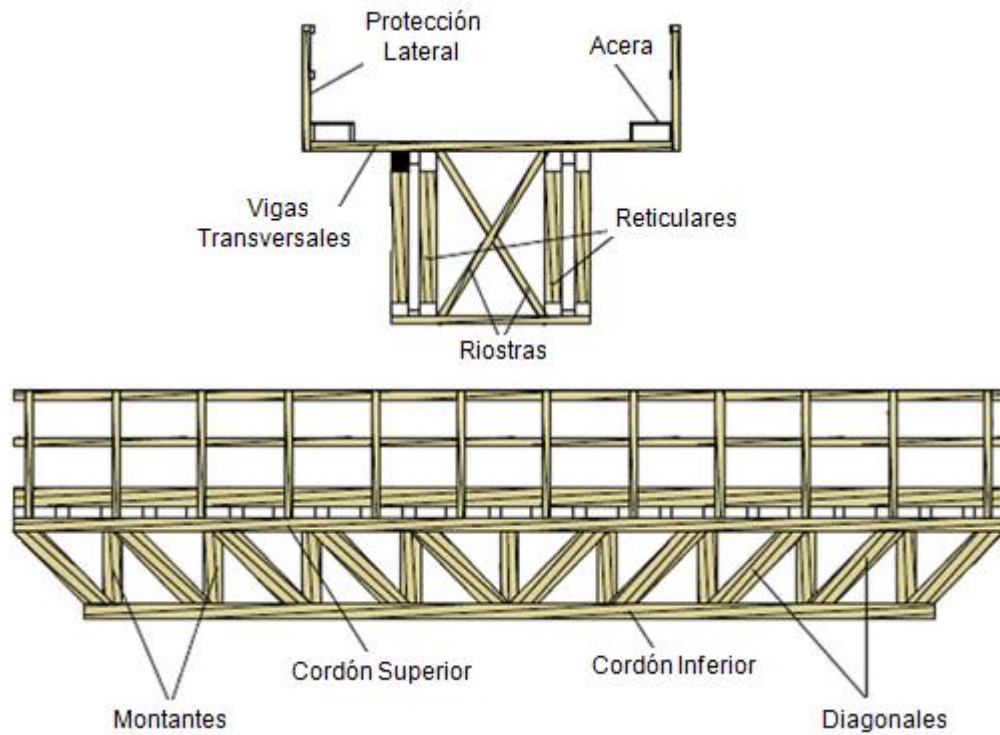


Fig. 3.8 Secciones transversales con vigas en celosía tipo Howe [14]

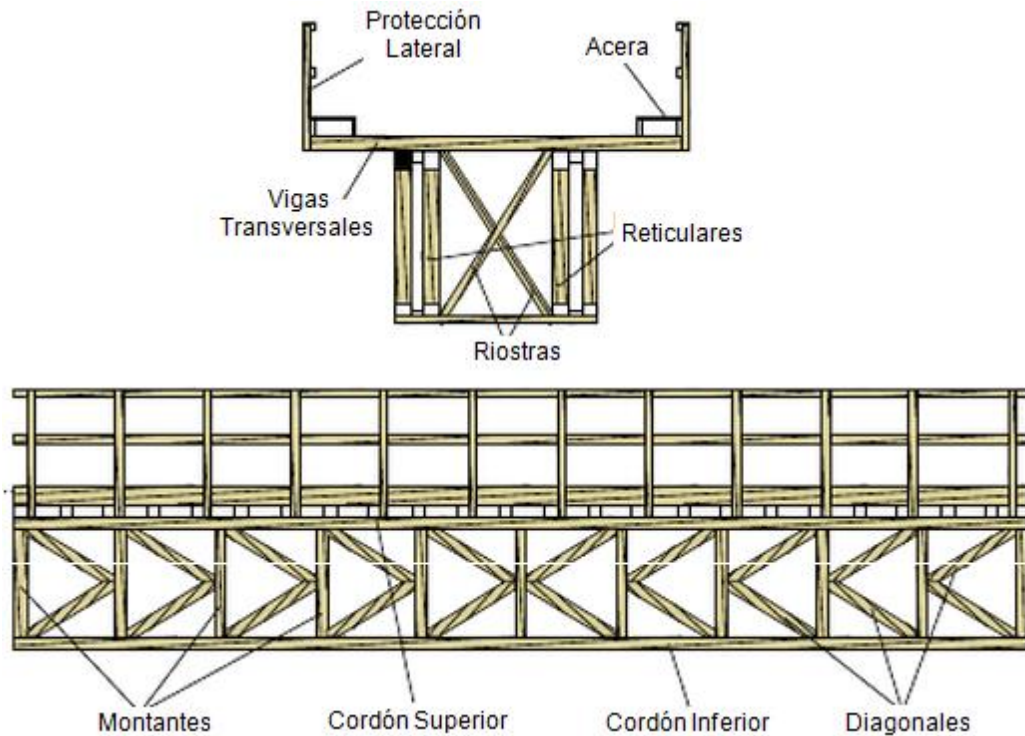


Fig. 3.9 Secciones transversales con vigas en celosía tipo K [14]

- **SECCIONES TRANSVERSALES DE HORMIGÓN ARMADO**

- a) **Secciones transversales tipo losa [15]**

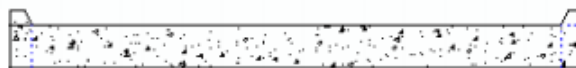
Las secciones transversales tipo losa (fig. 3.10) pueden ser:

- Losas macizas.
- Losas alivianadas (bloques perdidos en losa), y
- Losas alveolares (losas con vacíos internos).

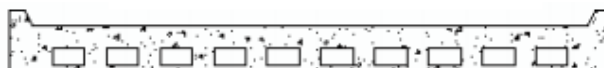
Su desempeño se da para cubrir luces menores a los 8 metros si se trata de losas simplemente apoyadas y luces menores a los 12 metros si se trata de losas continuas.

Los puentes losas requieren por lo general más acero y más concreto que otros puentes, pero su encofrado es mucho más sencillo, siendo algunas veces mayor la economía representada por la facilidad de ejecución del encofrado que el costo de la mayor cantidad de material.

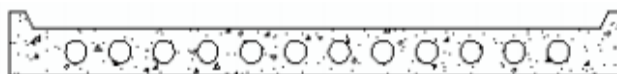
Con respecto a su diseño, en algunos casos se toma en cuenta la respectiva contra flecha a lo largo de la longitud de la losa, esto ayudará a controlar las deflexiones y agrietamientos, debido que existe un área mayor de compresión.



- Losa maciza



- Losa alivianada (bloques)



- Losa alivianada alveolar (vacíos internos)

Fig. 3.10 Secciones transversales tipo losa [15]

b) Secciones transversales tipo vigas-losa [16]

Existen casos, en que las losas macizas, ya no son eficientes, esto es cuando se tiene luces mayores a los 8 metros, manifestándose un gran dimensionamiento con respecto al peralte de la losa, una excesiva cantidad de material y un aumento considerable de peso, por lo que ya no es apropiado este tipo de superestructura desde el punto de vista técnico y económico.

El empleo de las vigas-losa también llamadas “vigas T” (fig. 3.11), es justamente para economizar estos recursos al eliminar secciones de hormigón donde estas no colaboren con su función, es decir eliminando zonas de hormigón que se hallen traccionadas.

El criterio para definir el peralte de estas superestructuras está en función del peralte de la viga básicamente, ya que este es el dimensionamiento principal que va a variar en función de la luz del vano a vencer.

La viga es quien soporta la máxima sollicitación a esfuerzos de tracción de la superestructura, por lo que el peralte de losa prácticamente no varía en función de la luz. Sin embargo en la práctica, el peralte de losa es incrementado en pequeñas cantidades con el fin de compensar la menor sección de material sometido a esfuerzo de corte.

Estas superestructuras son eficientes para luces de 8 hasta alrededor de los 35 metros.



Fig. 3.11 Sección transversal tipo vigas-losa (vigas T) [16]

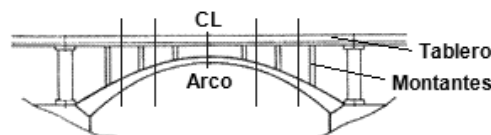
c) Secciones transversales de peralte variable [16]

Estas secciones transversales se caracterizan porque su peralte varía en función de la luz del puente, guardando simetría con respecto del centro de la luz (CL). Al hablar de secciones transversales de peralte variable, se está refiriendo a superestructuras en las que su principal elemento estructural para vencer las máximas solicitaciones es el arco, logrando de esta manera, una mayor efectividad al poder vencer luces mayores a los 100 metros.

Las superestructuras que tienen un arco como elemento principal (fig. 3.12), trabajan transfiriendo el peso propio de la estructura y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical.

Por lo general la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

Su inconveniente se manifiesta en los costos elevados de montaje y del material de la propia cimbra, que en la mayoría de los casos resultan mayores que el arco propiamente dicho.



a). Sección longitudinal de la superestructura



b). Sección transversal de la superestructura

Fig. 3.12 Secciones transversales de peralte variable [16]

- **SECCIONES TRANSVERSALES DE ACERO**

Secciones transversales tipo Bailey [17]

Por lo general son superestructuras de tablero inferior soportado por dos vigas principales en celosía, simplemente apoyadas de acero constituidas de un cierto número de paneles Bailey (fig. 3.13).

Las superestructuras Bailey se ensamblan y se instalan en cuestión de días por una pequeña cuadrilla con la ayuda de herramientas manuales comunes. Todas las conexiones son atornilladas o con abrazaderas, sin necesidad de que estas sean soldadas. Con montaje y desmontaje fácil y los componentes se pueden almacenar en un espacio mínimo.

Los paneles Bailey se pueden montar en siete diferentes configuraciones (Cuadro 3.1), esta superposición o montaje se da con el fin de aumentar la resistencia de la superestructura.

Estas configuraciones pueden ser reforzadas acoplando cordones de refuerzo tanto en la parte superior como en la inferior de cada viga.

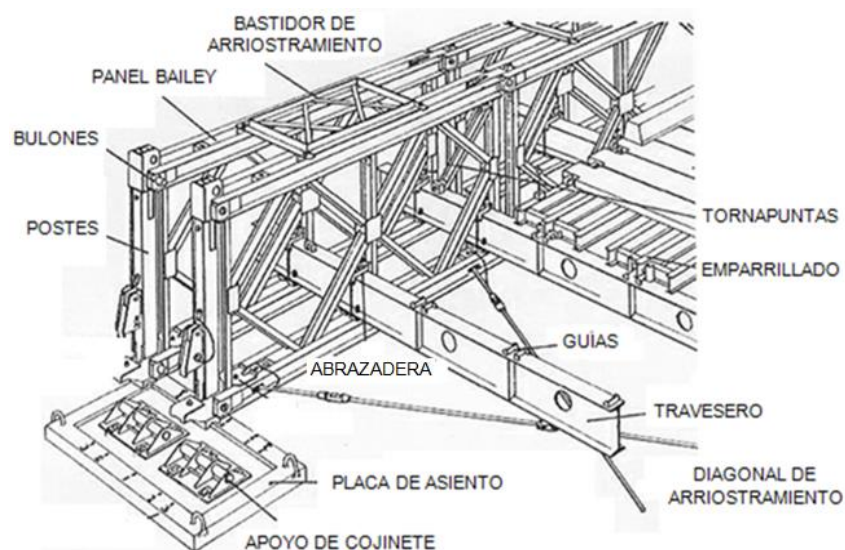
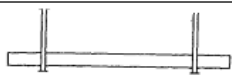




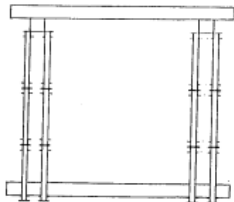


Fig. 3.13 Sección transversal tipo Bailey [17]

Cuadro. 3.1 Tipos de sección transversal Bailey [18]

Nombre	Abreviatura	Figura
Simple Simple	(SS)	
Doble Simple	(DS)	
Triple Simple	(TS)	
Doble Doble	(DD)	
Triple Doble	(TD)	
Doble Triple	(DT)	
Triple Triple	(TT)	

Secciones transversales de acero tipo armadura [18]

Las secciones transversales tipo armadura están compuestas por elementos relativamente cortos y esbeltos conectados por sus extremos, por lo que las cargas dinámicas que recibe la estructura se transmiten directamente a las conexiones o nudos de los elementos de la armadura. Las vigas en armaduras están configuradas en forma triangular (fig. 3.14), ya que esta figura geométrica se adapta eficientemente a solicitaciones de tracción y compresión, pero no de flexión, desempeñando de mejor manera el acero como material empleado para la elaboración del puente, es decir, las superestructuras tipo armadura son diseñados para trabajar axialmente.

Se debe tomar en cuenta, que para que, las vigas trabajen axialmente las líneas de trabajo deben ubicarse en el eje axial de la viga y paralelas a esta (esto es, para la ubicación de pernos en los nudos), evitando en lo posible cualquier excentricidad y así evitar esfuerzos a flexión.

Con esta configuración se manifiesta un ahorro de material, obteniendo un costo razonable en la estructura. Su gran privilegio se debe a que vence luces que resultan económicamente imposibles para estructuras que funcionen a base de flexión.

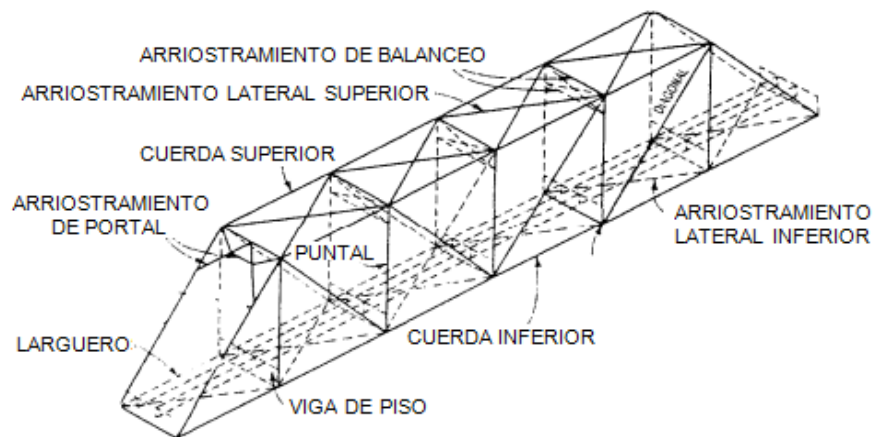














Fig. 3.14 Vista isométrica de una superestructura tipo armadura [18]



Fig. 3.15 Sección transversal armadura tipo WARREN sin montantes

La existencia de puntales o montantes y de diagonales da lugar a distintos tipos de armaduras como se muestra en el cuadro 3.2.

Cuadro. 3.2 Tipos de armaduras más utilizadas en puentes [19]

Tipo de Armadura	Armadura de paso inferior	Armadura de paso superior
PRATT		
WARREN Con verticales		
WARREN Sin verticales		
PARKER		
K		
DOBLE WARREN O SISTEMA EIFFEL Con verticales		

Secciones transversales de acero tipo viga I (trabe)

Las superestructuras metálicas tipo viga I son ampliamente usadas en la construcción de puentes de carretera para luces mayores a los 18 metros e inclusive mayores a los 100 metros.

En este tipo de superestructuras, las vigas que se utilizan son de 2 tipos: vigas laminadas con y sin cubreplacas y vigas armadas.

- ***Vigas laminadas simples (perfiles sin cubreplacas)*** [20]

Las vigas laminadas W (Viga de Patín Ancho), son por lo general las secciones más económicas para usarse como vigas. Esta razón se la debe a que poseen una cantidad representativa de acero concentrado en sus patines proporcionando al perfil momentos de inercia, y rigidez lateral considerables. Se diferencia de los perfiles S (Viga Estándar Americana), debido a que presenta resistencias mayores para un mismo peso.

Los perfiles W se hallan disponibles en el mercado en tamaños estándar cumpliendo la condición de ser secciones compactas, por lo que los problemas de pandeo local y de corte no son los límites probables guardando así un margen de seguridad. Estas secciones laminadas no siempre resultan ser económicas para las distintas aplicaciones, por lo que se fabrican trabes armadas cumpliendo con las exigencias requeridas.

- ***Vigas laminadas con cubreplacas*** [20]

Estas secciones son prácticas en los casos en que los momentos actuantes son ligeramente mayores a los momentos resistentes que pueda soportar el mayor perfil W convencional. También son útiles cuando el peralte total de la sección está limitado por la altura libre requerida.

Se pueden dar soluciones técnicas y económicas utilizando vigas con cubreplacas donde el peralte no está limitado y se dispone de secciones W para resistir las cargas, en este caso, se selecciona una W menor que la necesaria para el momento máximo y se le colocan cubreplacas en los patines.

Estas cubreplacas pueden cortarse donde los momentos son menores, ahorrando así cierta cantidad de acero. En vigas continuas, esta forma de utilizar placas es muy común.

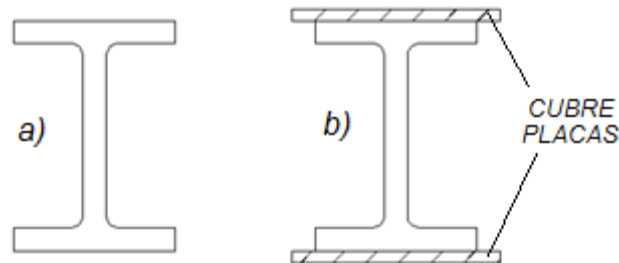


Fig. 3.16 Vigas laminadas tipo W

a) Perfil simple, b) Perfil con cubreplacas [20]

- **Vigas Armadas [21]**

Estas vigas se caracterizan por tener grandes secciones configuradas por la unión de placas, por tanto tienen un peralte mayor que la sección del perfil W más grande, y por lo común tienen espesores de alma relativamente mucho menores que los espesores de las secciones laminadas.

Por lo general, la resistencia de una viga armada está comprendida entre la resistencia de una sección laminada y la resistencia de una armadura.

Al diseñar con vigas armadas se dispone de una mayor libertad para asignar la sección transversal en comparación de la sección laminada, sin embargo, si se tiene un mayor peralte (h) con un espesor de alma relativamente delgado (t) se generan serios inconvenientes de pandeo, por lo que urge la colocación de rigidizadores verticales, en donde se manifiesten cargas concentradas, con un espaciamiento en función de la relación h/t .

Las vigas armadas son secciones estructurales fabricadas con placas y perfiles de acero unidos entre sí, mediante soldaduras o pernos, teniéndose así dos tipos (fig. 3.17), que son:

- 1) Vigas armadas soldadas, y
- 2) Vigas armadas empernadas

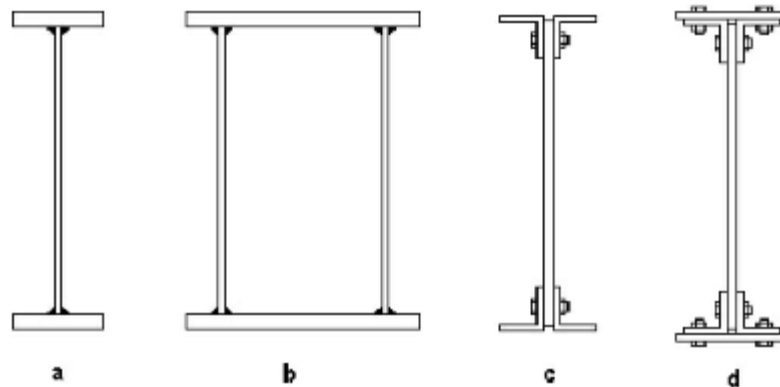


Fig. 3.17 Tipos de vigas armadas [21]

- 1) Vigas armadas soldadas (fig. 3.17-a y b).

(a). La forma más simple consiste en dos placas horizontales soldadas a una placa vertical para formar una sección I.

(b). Se pueden formar secciones cajón, las cuales tienen gran resistencia al pandeo lateral y a la torsión.

- 2) Vigas armadas empernadas (fig. 3.17-c y d).

Se elaboran vigas armadas utilizando placas y ángulos unidos mediante tornillos o remaches.

En las vigas empernadas se necesita de la realización de agujeros en los perfiles para la colocación de los elementos de sujeción, así como también es necesaria la fabricación de pernos; mientras que con las trabes soldadas no se necesita pernos ni agujeros.

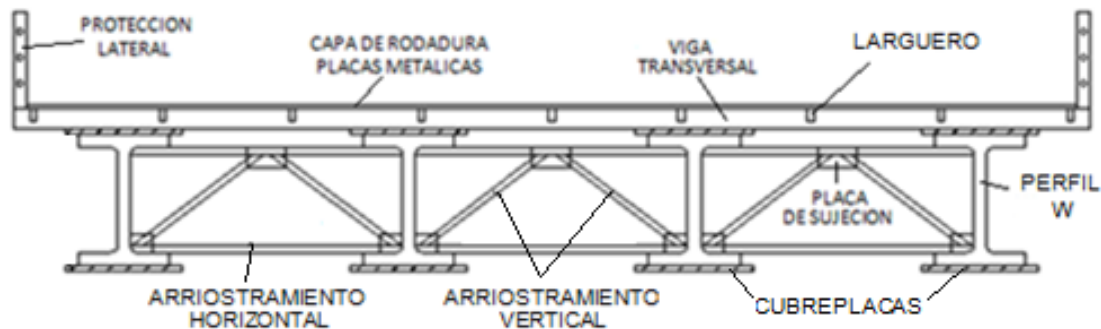


Fig. 3.18. Sección transversal con vigas metálicas tipo perfil [21]

3.2.2. Secciones compuestas por varios materiales [22]

Por lo general dichas secciones se manifiestan al tener puentes de luces medianas a grandes, muchas veces por el factor topográfico, por factores de socavación o por tener suelos malos, o por economizar el uso de recursos, dándose así la solución con dicha sección compuesta.

Existen dos efectos primarios que se deben considerar para una comprensión clara del comportamiento de los elementos compuestos, estos efectos son:

- Las diferencias entre las propiedades mecánicas de los materiales que se combinan, y
- La conexión entre estos materiales.

El comportamiento de las estructuras compuestas depende del óptimo comportamiento individual de cada uno de los elementos que lo conforman. El comportamiento mecánico de un material es el reflejo de la relación entre su respuesta o deformación ante una fuerza o carga aplicada.

La diferencia entre la resistencia y rigidez de los materiales que intervienen en el elemento compuesto afectan a la distribución de cargas de la estructura. La resistencia y rigidez intrínsecas del acero atraen proporcionalmente más carga que el hormigón y la madera.

Para tomar en consideración las diferencias de las propiedades de los materiales es necesario transformar la sección en otra que asuma propiedades comunes para toda su geometría, transformando las propiedades de los dos materiales diferentes en uno solo.

Para esto, se da uso de los coeficientes de relación de módulos de elasticidad y resistencia, pero cuando se diseña por tensiones admisibles, se emplea solamente la relación de módulos de elasticidad, ya que el elemento diseñado se mantiene dentro de los límites del rango elástico.

Los materiales más utilizados para secciones compuestas en puentes son el acero, el hormigón y la madera.

- **Secciones compuestas por madera tensada [23]**

Los tableros de madera tensada consisten en tablonés, de madera aserrada cepillada y clasificada estructuralmente, dispuestos de canto en la dirección longitudinal del puente, los que en conjunto son tensados en la dirección transversal por medio de barras de acero de alta resistencia.

A través del tensado transversal, el tablero actúa como una placa sólida de madera, cuya función estructural es repartir las cargas de las ruedas de los vehículos a los tablonés vecinos, los que no se encuentran directamente cargados, colaborando a resistir parte de la carga.

Este método constructivo se implementa en el desarrollo de alternativas de construcción y reparación de puentes en caminos secundarios, ocupando materias primas ecológicas y sustentables.

El diseño de tableros de madera tensado transversalmente se basa en tres restricciones:

- Garantizar la seguridad limitando los esfuerzos en el material a valores admisibles que proveen un adecuado factor de seguridad.
- Proporcionar la suficiente rigidez al tablero con el fin de evitar deflexiones (flecha) debido a las cargas vivas.
- Mantener un mínimo nivel de esfuerzo de compresión interlaminar al tablero para que los tablonos actúen en conjunto durante la vida útil del puente. Este esfuerzo debe estar dentro de un rango admisible que evite el daño de la madera.

Los tableros de madera tensada se caracterizan por su rapidez de ejecución, bajo costo al largo plazo, facilidad de mantención y aumento de vida útil.

Las barras de acero para el tensado de los tableros de madera deben cumplir con la especificación ASTM A722 (Especificaciones estándar para barras de acero de alta resistencia sin recubrimiento para hormigón pretensado) [8]. Estas barras en toda su longitud tienen las siguientes propiedades:

- Resistencia de tracción última mínima, $f_{pu} = 1055,6 \text{ MPa}$
- Tensión de fluencia mínima, $f_y = (0,8 f_{pu}) = 844,4 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad, $E = 205000 \text{ MPa}$.

La tensión admisible máxima en las barras de tensado, (f_s), no debe exceder en valor 0,70 a la resistencia de tracción última mínima (f_{pu}) [23]

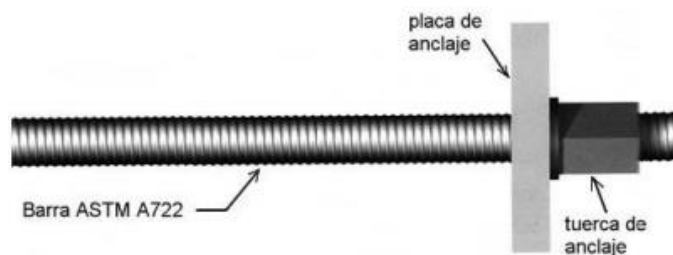


Fig. 3.19 Barra ASTM A722 y elemento de anclaje [23]

Las dimensiones de la placa de anclaje (fig. 3.19), debe ser tal que el esfuerzo de compresión aplicado en los tablones de los bordes externos del tablero no exceda a la tensión de diseño de compresión normal a la fibra.

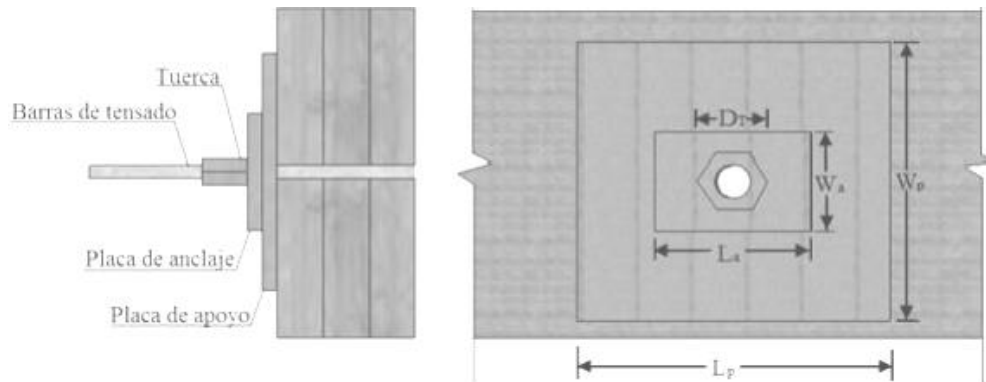
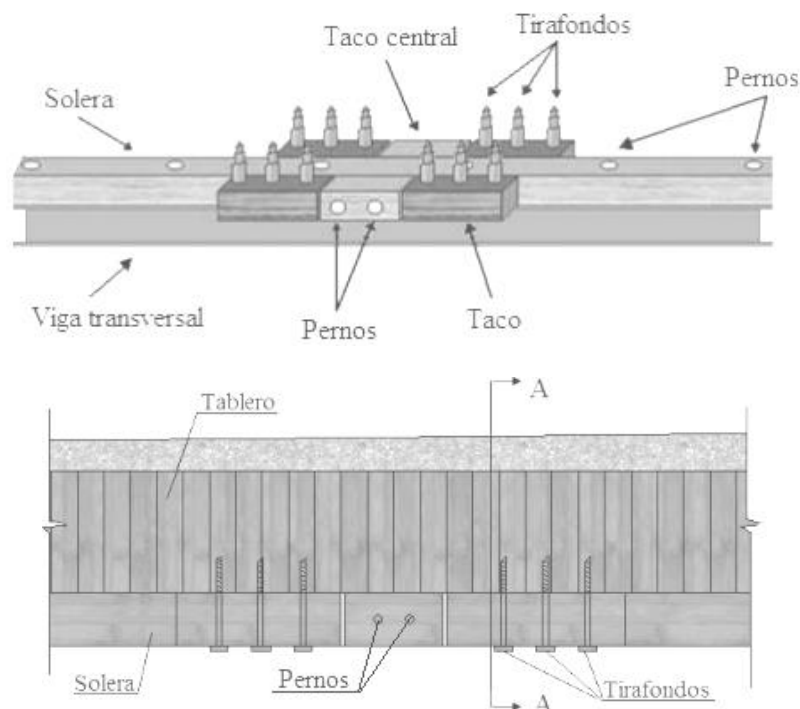


Fig. 3.20 Sistema de anclaje [23]

El tablero se apoya sobre soleras de madera, las cuales van ancladas a las vigas transversales del puente mediante pernos de anclaje. Un sismo puede producir un movimiento horizontal tanto en dirección longitudinal como transversal del puente, por lo que es necesario restringir este movimiento. Esto se logra a través de tacos de madera, unidos al tablero mediante tirafondos y a la solera a través de pernos.



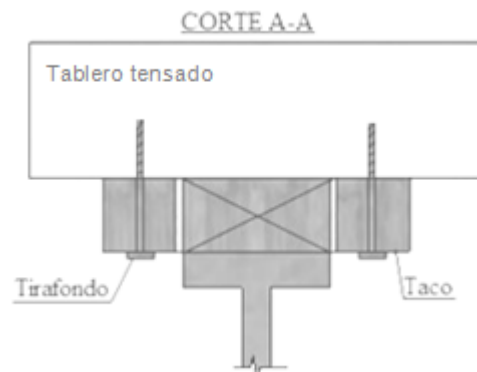


Fig. 3.21 Detalle de la unión que restringe el movimiento del tablero [23]

Uniones de solera y vigas

- Unión solera- viga transversal de acero

En este caso las soleras van sobre las vigas transversales de acero. Estas deben ser unidas con pernos galvanizados. La solera se alinea a la viga transversal y se sujeta por medio de prensas de madera, para luego instalar los pernos con tuerca y golilla.

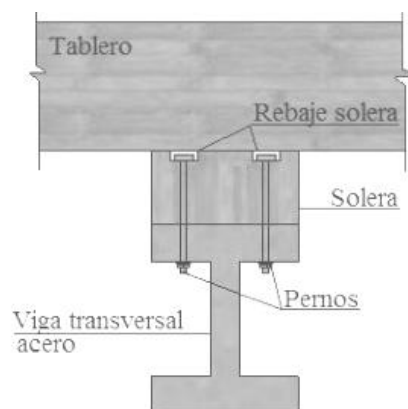


Fig. 3.22 Detalle anclaje solera-viga transversal de acero [23]

- Unión solera- Viga transversal de hormigón

En este caso las soleras van sobre las vigas transversales de hormigón. Estas deben ser ancladas mediante perno de expansión. Se debe instalar el perno en la viga transversal de hormigón para luego superponer la solera e instalar la tuerca con golilla.

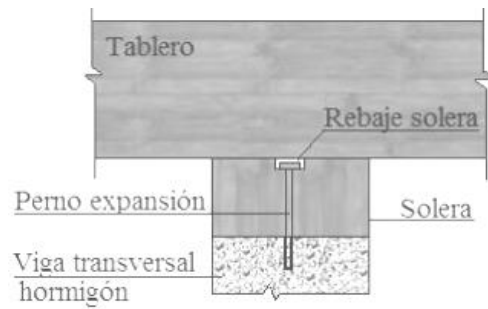


Fig. 3.23 Detalle anclaje solera-viga transversal de hormigón armado [23]

Se recomienda agregar entre los tacos y la solera una lámina de aislapol de 10mm, para dar mayor libertad al movimiento.

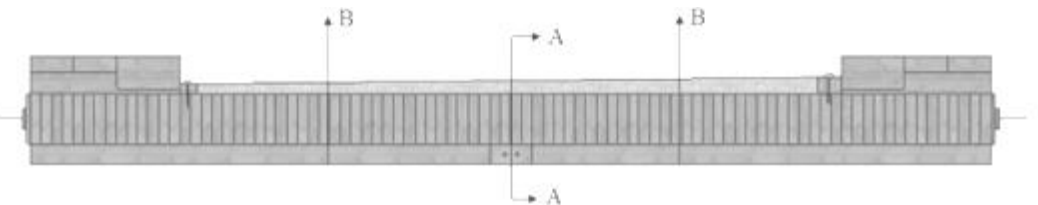


Fig. 3.24 Sección transversal del tablero con la conexión solera-taco central [23]



Fig. 3.25 Cortes A-A y B-B en la conexión solera-taco central [23]

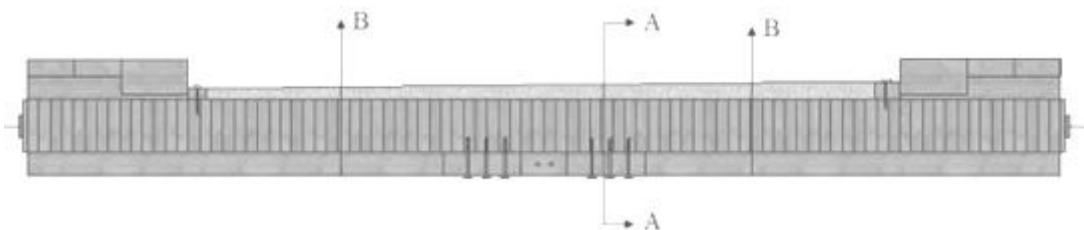


Fig. 3.26 Sección transversal del tablero con conexiones antisísmicas [23]

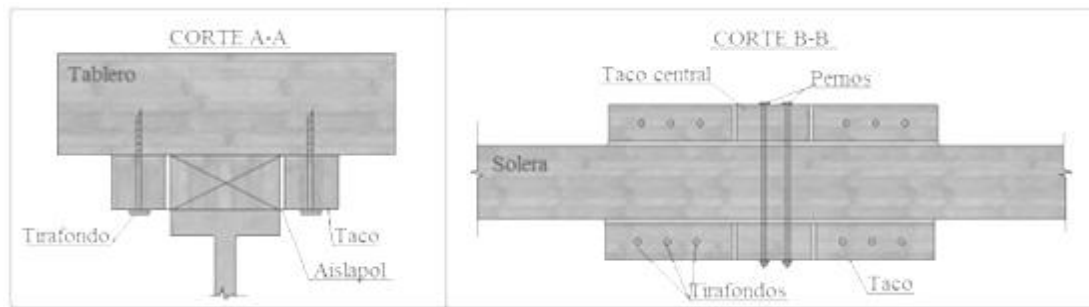


Fig. 3.27 Corte A-A y B-B del tablero con conexiones antisísmicas [23]

Ensamble del tablero tensado

Las uniones de tope deben seguir un patrón de distribución, de manera que no más de una unión de tope ocurra en cierta cantidad de tablones adyacentes. Se ha definido como patrón típico a utilizar una unión de tope cada cuatro tablones. Para lograr esto, el espaciamiento de las uniones de tope es la cuarta parte del largo del tablón. Como por ejemplo: si el tablón de mayor longitud que forma el tablero tiene 4m, la distancia mínima entre las uniones de tope es de 1m.

El ancho y espesor del tablero es constante. El espesor nominal del puente no debe ser menor a 150 mm.

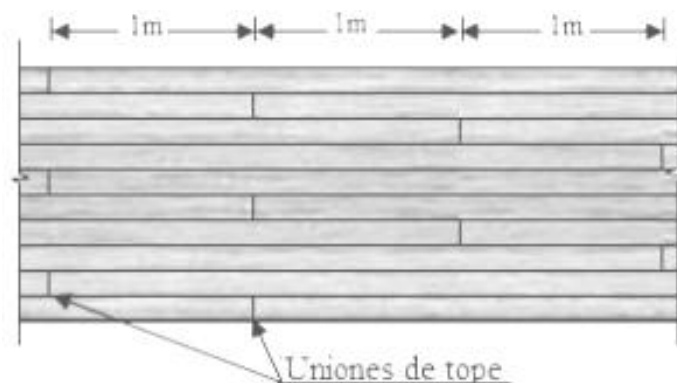


Fig. 3.28 Frecuencia de uniones de tope en tablero [23]

Esta configuración se logra al colocar a los extremos del tablero un tablón de 4m seguido por otro adyacente de 3m, luego uno de 2m para finalizar con uno de 1m, repitiendo esta secuencia a lo ancho del puente, tantas veces como sea necesario hasta tener las dimensiones requeridas; de manera que los tabloncillos restantes que conforman el tablero sean de 4m.

Al colocar la carpeta asfáltica sobre el tablero se suele colocar una membrana geotextil entre estos dos, esto es con el fin de prevenir filtraciones que deterioren al tablero, sin embargo dicha membrana es capaz de soportar los esfuerzos de tracción, el punzonado, los golpes, las condiciones mecánicas exigentes y también resistir ante la caída de granizo, que generalmente causa mucho daño.

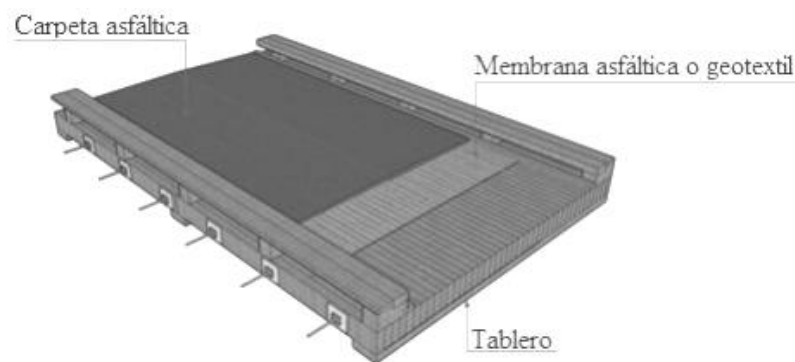


Fig. 3.29 Configuración típica de la carpeta asfáltica sobre puentes de madera tensada [23]

Ventajas y desventajas

Para la construcción de puentes rurales estas estructuras tienen ciertas ventajas y desventajas como las siguientes:

Ventajas:

- Estructuras más económicas por su fácil y rápida construcción y montaje.
- Es un recurso natural renovable.

Desventajas:

- Permite el tránsito restringido de vehículos livianos.
- Su uso se limita con luces mayores a los 20 metros.
- Estructura que se deteriora al pasar el tiempo.
- Presenta vulnerabilidad a incendios (material inflamable).
- Es necesario realizar un mantenimiento continuo de todos los elementos de madera del puente, aplicando, regularmente, una capa protectora para evitar la degradación del material.
- Restricción de su uso dependiendo el clima en el que se encuentre. Es preferible usar esta tipología de puentes en aquellas zonas con climas secos, y evitarla en climas tropicales debido a la rápida degradación que puede sufrir la madera.
- En nuestro medio, no existe suficiente madera estructural de buena calidad que cumpla con las características adecuadas, razón por la cual, esta alternativa se vuelve poco atractiva. En cambio en países, como Chile y Canadá, donde se tiene las cuatro estaciones, esta alternativa es muy empleada, debido a que el nivel de producción de madera dura es mucho mayor en relación a nuestro país, gracias al clima que poseen.

Secciones compuestas con madera tensada en puentes de carretera

La tecnología desarrollada para tableros de madera tensada se emplea con frecuencia para construir puentes de carretera de vigas metálicas (fig. 3.30) o de vigas de hormigón armado (fig. 3.31)



Fig. 3.30 Puente con tablero de madera tensada y vigas metálicas [24]



Fig. 3.31 Puente con tablero de madera tensada y vigas de hormigón armado [25]

- **Secciones compuestas por acero y hormigón armado**

Estas secciones de puente por lo general están constituidas por un tablero de hormigón armado y vigas de acero.

Las razones de preferencia de que el tablero sea de hormigón armado en las secciones compuestas son:

- Por su fácil construcción.
- Por obtener secciones relativamente económicas
- Por su gran resistencia frente a agentes atmosféricos como también al tráfico vehicular.
- Y principalmente porque trabaja bajo solicitaciones en que este material se desempeña de mejor manera, es decir que el tablero de hormigón armado se encarga de recibir esfuerzos de compresión mientras que las vigas de acero asimilan los esfuerzos de tracción, dándose así una estructura compuesta que trabaja de la mejor manera.

En este tipo de sección se debe garantizar total conexión entre el tablero de hormigón armado y las vigas de acero para que trabajen conjuntamente, con esa finalidad se procede a su unión mediante la instalación de conectores de corte (fig. 3.33-3.34).

Funciones del conector

Los conectores se colocan en la parte superior de las vigas metálicas y cumplen con varias funciones como:

- Contrarrestan los esfuerzos de corte horizontal, que se producen en movimientos sísmicos.
- Permiten que la losa y viga trabajen en forma conjunta. Generan una sección compuesta.
- Impiden la separación entre la losa y la viga, la sección compuesta obtiene una mayor área de resistencia a la compresión que permite disminuir el peralte de la viga metálica.
- Los conectores vienen con diámetros desde 2 – 25 mm y se pueden soldar rápidamente en láminas, tubos, perfiles, etc.
- Esta técnica de unión, en la actualidad es segura, ofrece buenos resultados en productividad y permite la reducción de costos.

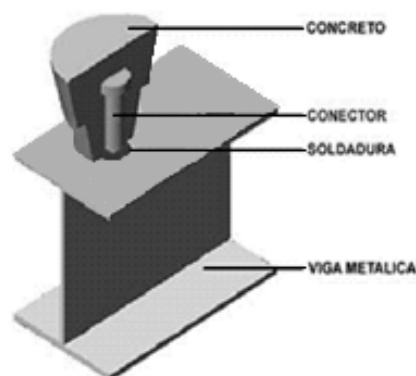


Fig. 3.32 Esquema del Conector [26]

Formas de los conectores

Anteriormente se utilizaban como conectores de cortante algunos elementos como barras, espirales, ángulos, canales, secciones Z, tes, pedazos de viga I, etc. (Ver fig. 3.33). En la actualidad los conectores que más se utilizan son los de perno con cabeza por su facilidad en su colocación.

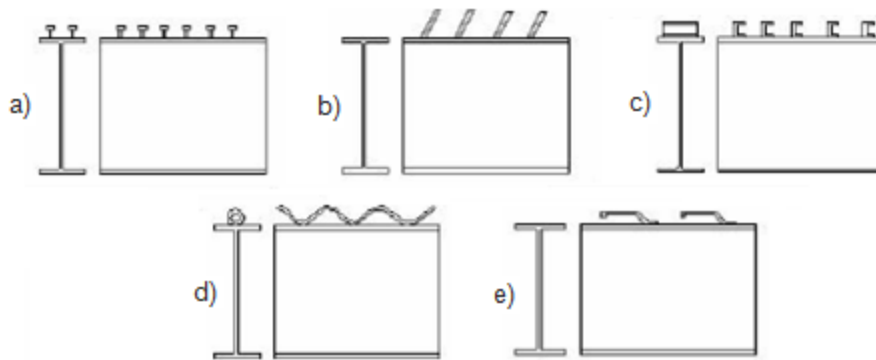
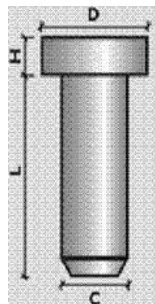


Fig. 3.33 Formas de conectores: a) perno, b) placa inclinada, c) canal, d) espiral, e) ganchos [27]

El perno con cabeza soporta la fuerza cortante horizontal trabajando a flexión, más que por aplastamiento del concreto contra él, y la cabeza proporciona resistencia contra el levantamiento del tablero.

Cuadro. 3.3 Tipos de conectores tipo perno [26]



TIPOS DE CONECTORES		NS 500/250	NS 625/250	NS 625/300	NS 625/400	NS 750/400
Diámetro de vástago	C	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago	L	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza	D	1 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "
Altura de la cabeza	H	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm

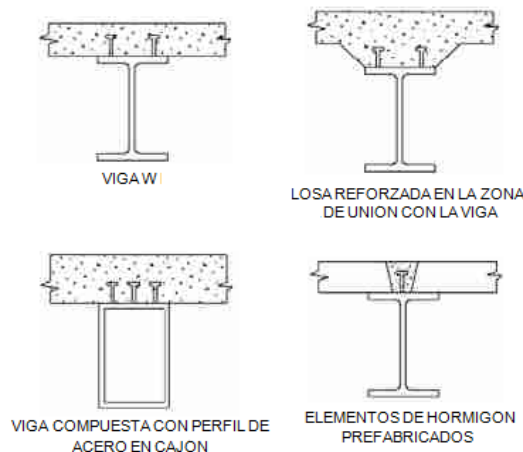


Fig.3.34 Formas embebidas de los conectores en el hormigón armado
[28]

El uso de las secciones compuestas por tablero de hormigón y viga de acero en la construcción de puentes de carretera demuestra que para ciertas condiciones de implantación, tiene mayores ventajas comparativas con respecto al empleo de otros materiales, superando ampliamente a sus desventajas inherentes.

Ventajas y desventajas

Ventajas:

- Permite la utilización de materiales de alta resistencia.
- Ahorro de material, al fabricar elementos esbeltos.
- Significativa reducción del peso propio y del volumen de obra.
- Elevado rendimiento mecánico del hormigón y del acero utilizado.
- Una vez lanzadas las vigas, estas sirven como apoyo a la construcción del tablero de hormigón.
- Uso de encofrado solo para el tablero.
- Mayor rapidez de montaje y elaboración.

Desventajas:

- Representa una inversión inicial alta.
- Necesitan de un mantenimiento periódico de pintura, debido a que son propensos a la corrosión.
- Se requiere de transporte y equipo de montaje o lanzamiento.

Secciones compuestas por vigas de acero y tablero de hormigón armado más empleadas en puentes de carretera:

Estas secciones se pueden clasificar según se trate de viga metálica de alma llena (soldada o remachada) (fig. 3.35) y viga metálica en celosía (fig. 3.36) de paso superior, inferior o medio.



Fig. 3.35 Sección compuesta de tablero de hormigón armado y vigas metálicas



Fig. 3.36 Sección compuesta de tablero de hormigón armado y armadura metálica tipo WARREN con verticales (de paso superior) [15]

- **Secciones compuestas por hormigón armado y hormigón armado preesforzado [29]**

El hormigón armado preesforzado se caracteriza a diferencia del hormigón armado que debido a la introducción de fuerzas por medio del tensado de cables embebidos en la masa de hormigón, se contrarresta la acción de los estados tensionales provocados por el peso propio o por sobrecargas externas.

Tipos de puentes de hormigón preesforzado

Para preesforzar el hormigón armado existen dos procedimientos de introducción de fuerzas, que son:

Hormigón pretensado [29]

Hormigón pretensado es el término que se lo utiliza cuando se vierte el hormigón alrededor de tendones tensados, (las fuerzas artificiales son introducidas antes de que el hormigón fragüe). Este método produce un buen vínculo entre el tendón y el hormigón, el cual protege al tendón de la oxidación, y permite la transferencia directa de tensión.

El hormigón fraguado se adhiere a las barras, y cuando la tensión se libera, es transferida hacia el hormigón en forma de compresión por medio de la fricción.

El acero no puede retomar su longitud normal, por lo que está sujeto a esfuerzos de tensión, transmitiendo de esta manera la fuerza generada al hormigón. Cabe recalcar que la trayectoria de los tendones tensados en la viga es recta y que las piezas son generalmente simplemente apoyadas.

Hormigón postensado [29]

Hormigón postensado es el término para la aplicación de tensión a los cables de acero o tendones tras el vertido y posterior proceso de secado del hormigón, (las fuerzas artificiales son introducidas después de que el hormigón fragüe). En el interior del molde de hormigón se coloca una vaina de plástico, acero o aluminio, para seguir el trazado más conveniente en el interior del elemento, donde se almacenará a los tendones. Una vez que el hormigón se ha endurecido, los tendones se pasan a través de los conductos. Después dichos tendones son tensados mediante gatos hidráulicos que reaccionan contra la propia pieza de hormigón.

Cuando los tendones se han estirado lo suficiente, de acuerdo con las especificaciones de diseño, estos quedan atrapados en su posición mediante sistemas de anclaje y mantienen la tensión después de que los gatos hidráulicos se retiren, transfiriendo así la presión hacia el hormigón.

El conducto se rellena con grasa o lechada de cemento para proteger los tendones de la corrosión. En los elementos postensados la trayectoria de los conductos y cables es curva, acoplándose al diagrama de momentos. Estos elementos pueden ser hiperestáticos ya que permiten dar continuidad en los apoyos.

Elementos de vigas de hormigón preesforzado [29]

- Cables

Son de acero de alta resistencia, por lo general se utilizan cables de Ø 7mm. Los cables pueden ser de dos tipos, que son:

- a) Cables adherentes: estos se adhieren al hormigón mediante llenado con mortero, estos cables no pueden moverse libremente respecto al hormigón.
- b) Cables no adherentes: estos cables tienen libertad permanente con respecto al hormigón.

- Cordones o tendones

Conjunto de un número determinado de cables.

- Vaina

Elemento cilíndrico que almacena en su interior al cordón de acero para evitar su adherencia durante la colocación del hormigón, el material de su elaboración es de acero o polietileno corrugado por su exterior y totalmente liso en su interior.

En el interior de la vaina se coloca grasa para que los cables o los cordones se lubriquen continuamente, para que se protejan contra la corrosión, y para que la fricción que se produzca sea la mínima posible.

- Ducto

Orificio cilíndrico que se forma en el hormigón para introducir por este a los cordones de acero, debidamente forrados con la vaina.

- Anclaje

Estructura que asegura a los cordones de acero de preesforzado al elemento de hormigón, compuesto por un cuerpo de anclaje que brinde equilibrio, placas o superficies de apoyo que se ubican perpendicularmente al eje del cable que ayudan a disipar el esfuerzo de compresión a toda la masa del cuerpo de anclaje, y dispositivos de anclajes sean estos fijos o móviles.

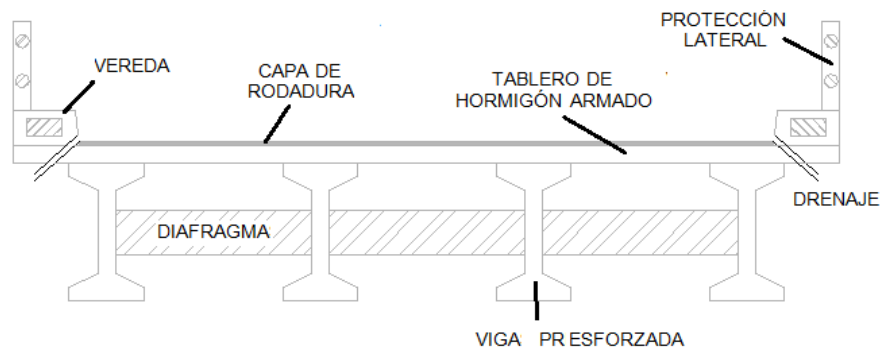


Fig. 3.37 Sección transversal compuesta de un puente de hormigón armado con vigas de hormigón presforzadas. Tipo I [29]

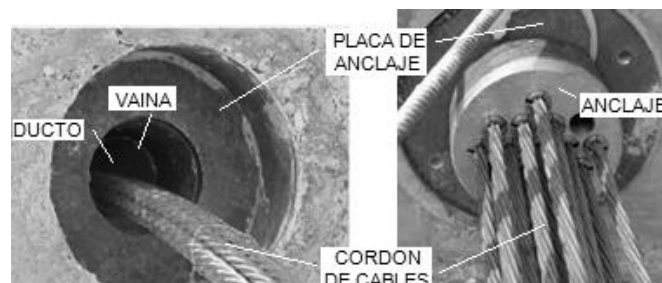


Fig. 3.38 Detalle de ducto, vaina, cordón de cables, anclaje y placa de anclaje [29]

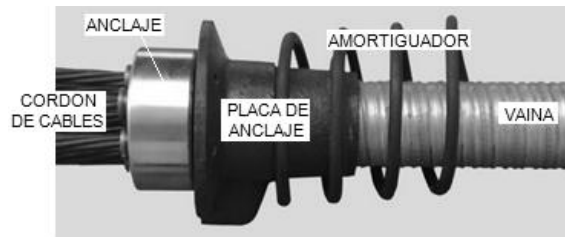


Fig. 3.39 Detalle de anclaje [30]

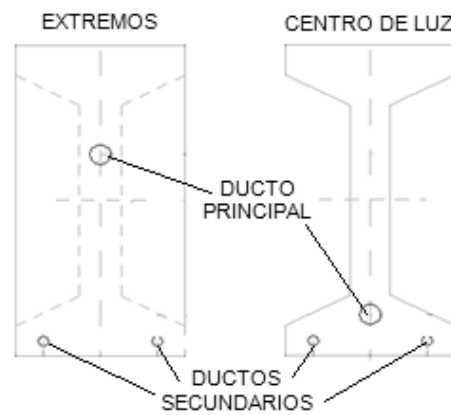


Fig. 3.40 Ubicación de ductos en extremos y centro de luz.
Sección transversal [29]

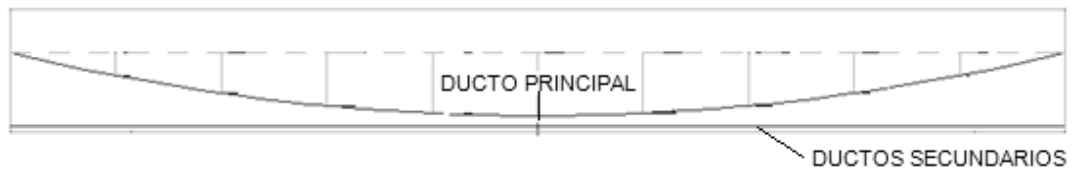


Fig. 3.41 Ubicación de ductos. Sección longitudinal [29]

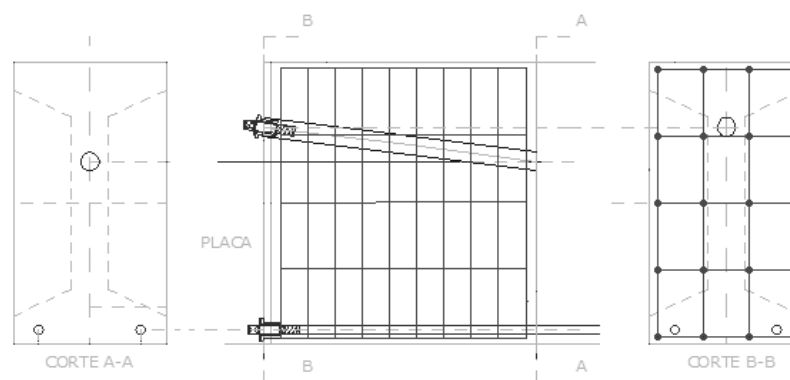
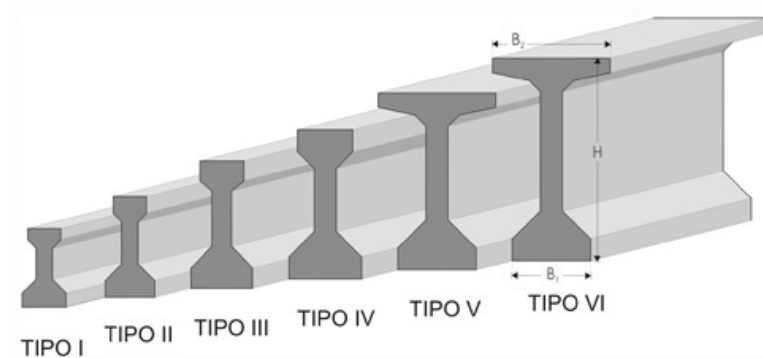


Fig. 3.42 Detalle de anclaje [29]

Cuadro. 3.4 Propiedades de vigas prefabricadas para puentes [31]

Propiedades de secciones de traves AASHTO para puentes					
Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm ²)
I	71	40	30	10 a 13	1,743
II	91	45	30	12 a 18	2,325
III	115	56	40	16 a 24	3,629
IV	135	66	50	21 a 30	4,974
V	160	71	107	27 a 36	6,463
VI	183	71	107	33 a 42	6,923



A más de la sección transversal compuesta con vigas de hormigón presforzadas Tipo I, también se tiene secciones transversales tipo viga cajón.

Las secciones transversales tipo vigas cajón, también llamadas secciones tubulares, se caracterizan por estar conformadas por una o varias celdas, conectadas entre sí, estas conexiones o uniones deben ser rígidas. El término tubular se refiere a que el espesor de las paredes del cajón sea delgado con respecto a la sección transversal.

La alta resistencia a la torsión de la sección vigas cajón hace particularmente aconsejable para puentes de plantas curvas pronunciadas, para pilas y estribos esviajados, también para la elevación de rampas, presentando inconvenientes en su transporte y colocación.

Estas secciones se prefabrican de una sola pieza o en dovelas, son muy eficientes debido a su bajo peso y a su alta rigidez.

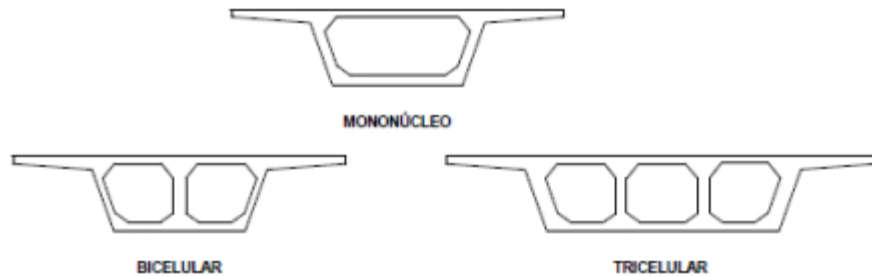
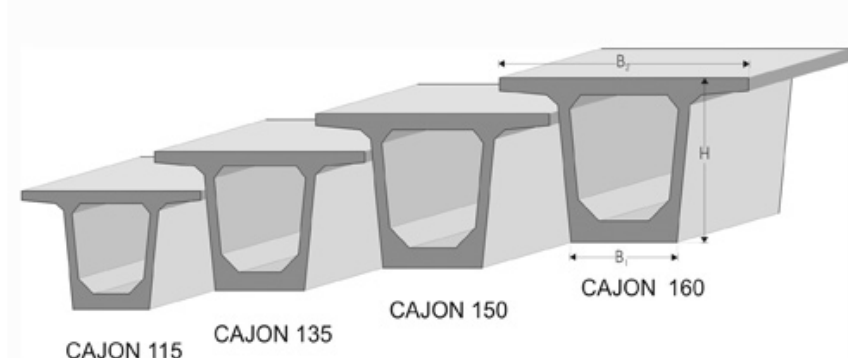


Fig. 3.43 Secciones transversales tipo viga cajón [32]

Estas secciones optimizan el uso de materiales bajo un buen aspecto estético y presentan la posibilidad de contener interiormente conducciones de servicios. Secciones que se las usan con mayor frecuencia en puentes atirantados y empujados venciendo luces de grandes magnitudes.

Cuadro.3.5 Propiedades de secciones cajón prefabricadas para puentes [31]

Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm ²)
115	115	85	200	13 a 18	5,5625
135	135	81	200	20 a 30	5,8614
150	150	81	190	30 a 35	5,871
160	160	80	190	35 a 40	6,623



Momentos y esfuerzos provocados en el hormigón presforzado

Cuadro 3.6 Momentos flexionantes a lo largo de vigas preesforzadas simplemente apoyadas [33]

MOMENTOS FLEXIONANTES				
Viga	Condición	D.M.F. (w)	D.M.F. (P)	D.M.F. (total)
I			0	
II				
III				0

Donde:

- *D.M.F.(w)*= *diagrama de momentos flexionantes por carga vertical.*
- *D.M.F.(P)*= *diagrama de momentos flexionantes por preesforzado.*
- *D.M.F.(total)*= *diagrama total o resultante de momentos flexionantes.*

En el cuadro 3.6 se muestran como ejemplo los diagramas de momentos debidos a carga vertical (w) y al preesforzado (P) para una viga simplemente apoyada. La carga vertical es la misma para los tres casos que se muestran; sin embargo, los diagramas de momento debidos a la fuerza de presforzado son distintos.

La viga I tiene preesforzado axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. Aparentemente, no existe ventaja alguna al colocar preesfuerzo axial.

La viga II muestra un diagrama de momento constante debido a que el presforzado se aplica con excentricidad y su trayectoria es recta a lo largo de toda la viga; en los extremos no existe momento por cargas que disminuya la acción del preesforzado.

En la viga III se tiene una distribución de momentos debidos al preesforzado similar a la curva debida a la carga vertical; el presforzado así colocado contrarresta el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

Cuadro. 3.7 Esfuerzos en el centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas [33]

ESFUERZOS											
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO					
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total		
I			-		+	0 =					
II			-		+		=				
III			-		+		=				
						0 -		+	0 =		
						0 -		+		=	
						0 -		+	0 =		

En el cuadro 3.7 se muestra los diagramas de esfuerzo para las mismas vigas tanto al centro del claro como en los extremos. Al centro del claro se aprecia que el comportamiento de la viga I mejora con el preesforzado aunque sea sólo axial ya que las tensiones finales que se presentan en la fibra inferior son menores que para una viga sin preesforzar; para las otras dos vigas estos esfuerzos son todavía menores por el momento provocado por el preesfuerzo excéntrico.

En los extremos, la viga I y la viga III presentan esfuerzos sólo de compresión, mientras que en la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión, estos últimos mayores a los de las otras dos vigas debido a la existencia de preesforzado excéntrico.

Pérdidas del preesforzado [29]

Las pérdidas se distinguen en dos tipos, que son:

- Pérdidas por fricción de los cables

Se presentan en estructuras postensadas, esto hace que se disminuya el esfuerzo de tensado, por lo que el cordón de cables debe tener total libertad de movimiento en el sentido de la dirección del tensado.

- Pérdidas por pretensado

Estas se manifiestan por contracciones, por fluencia del hormigón, por acortamiento elástico y por relajamiento del acero.

Ventajas y desventajas del hormigón preesforzado [29]

Ventajas:

- Permite la utilización de materiales de alta resistencia.
- Permite un aumento de luz para un mismo peralte de viga disponible.
- Uso de encofrados solo en tablero.
- Producto industrial prefabricado con gran alto grado de calidad.
- Alto rendimiento de la mano de obra empleada.
- Presenta un mejor comportamiento bajo la carga de servicio para el control de agrietamientos y deflexiones.
- Su gran ventaja es de que, para tramos simplemente apoyados de luces mayores a los 20 metros, se obtienen estructuras mucho más económicas.

Desventajas:

- Diseño y construcción más complejos.
- Se requiere de transporte y montaje.
- Revisión periódica en el sistema de anclaje.

Las secciones compuestas por tablero de hormigón armado y vigas de hormigón armado presforzado utilizadas con mayor frecuencia en puentes se pueden dividir en:

- Sección compuesta de tablero de hormigón armado y vigas I de hormigón armado presforzado (fig. 3.44)



Fig. 3.44 Secciones compuestas por hormigón armado y hormigón armado presforzado [34]

- Sección compuesta de tablero de hormigón armado y vigas cajón de hormigón armado presforzado (fig. 3.45)



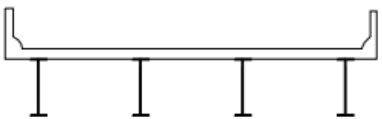
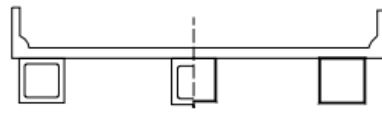
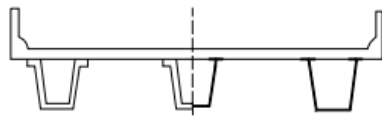
Fig. 3.45 Secciones compuestas por hormigón armado y hormigón armado presforzado en vigas cajón [35]



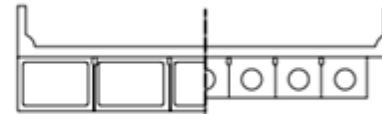


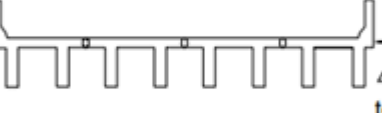
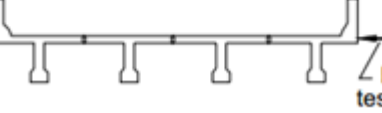
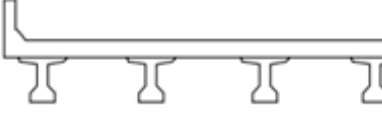
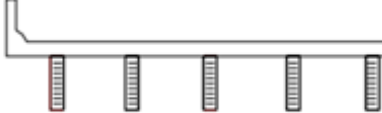
- **SECCIONES DE TABLEROS PARA PUENTES DE CARRETERA SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DE LA AASHTO**

Las Especificaciones de la Asociación Americana de Oficiales del Transporte y Carreteras (AASHTO) para el diseño de puentes de carretera por el método de los estados límite (LRFD 2004) (en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 [10]) establece 12 secciones transversales típicas para puentes de vigas longitudinales de carretera (Cuadro 3.8), en función del tipo de sección transversal y del material de las vigas como del proceso constructivo y del material empleado en el tablero.

A cada sección transversal identificada las especificaciones AASHTO le asignan expresiones particulares que norman el cálculo de la distribución de la carga viva vehicular tanto para el diseño del tablero como para las vigas, resumiendo de esta forma los mejores resultados obtenidos de la amplia experiencia obtenida de la aplicación de las anteriores Especificaciones Estándar en las carreteras de los EEUU.

Cuadro. 3.8 Superestructuras habituales para puentes de vigas longitudinales [10]

COMPONENTES DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 <p>(a)</p>
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 <p>(b)</p>
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 <p>(c)</p>

COMPONENTES DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Vigas cajón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g)
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o plancha, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

CAPITULO 4

MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA DE SECCIÓN COMPUESTA CON VIGAS LONGITUDINALES DE ACERO

4.1. Las especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método de los ESTADOS LÍMITE

De acuerdo a la versión LRFD de las especificaciones AASHTO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los ESTADOS LÍMITE previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones e importancia.

4.1.1. ESTADOS LÍMITE, cargas y combinaciones de cargas (LRFD-AASHTO) [12]

Se definen según la utilidad estructural y con la finalidad de impedir circunstancias que pondrían en peligro la capacidad resistente o la calidad del servicio.

- **ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**

(Diseño bajo el criterio de los esfuerzos admisibles), se consideran como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, este límite proporciona requerimientos basados en la experiencia que no necesariamente se pueden deducir de consideraciones estadísticas o de resistencia, los cuales dan lugar a las siguientes combinaciones de carga, denominados:

- **Servicio I**, operación normal del puente, cargas nominales y acción de viento con velocidad de 90 km/h. Control de fisuras en estructuras de hormigón armado (HA).
- **Servicio II**, control de fluencia de estructuras de acero y deslizamiento de las conexiones por sobrecarga vehicular.
- **Servicio III**, control de esfuerzos de tensión y fisuración de superestructuras de hormigón puzolánico (HP).
- **Servicio IV**, control de fisuración en infraestructuras de hormigón puzolánico (HP).

• **ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA**

(Diseño bajo el criterio del control de grietas). Su objetivo es el desarrollo de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de servicio.

- **Fatiga y fractura I**, control de la fisuración bajo la carga repetida del camión de diseño.

• **ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA**

(Diseño que trata de asegurar la resistencia y estabilidad del puente durante su vida útil). Garantiza la capacidad de resistir las siguientes combinaciones de cargas durante la vida útil de la estructura.

- **Resistencia I**, tráfico de vehículos estándar sin considerar el viento.
- **Resistencia II**, tráfico de vehículos especiales y de circulación restringida, sin viento.
- **Resistencia III**, vientos con velocidades superiores a los 90 km/h.

- **Resistencia IV**, alta relación entre cargas muertas (CD) y cargas vivas (CL).
- **Resistencia V**, tráfico estándar y vientos con velocidades iguales a 90 km/h.

- **ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO**

(Diseño que trata de asegurar la supervivencia de la estructura frente a acciones extraordinarias). El evento extremo se refiere a un posible sismo, un impacto o una coalición de vehículos o embarcaciones contra la estructura.

- **Evento extremo I**, presencia de la acción sísmica.
- **Evento extremo II**, presencia de la acción del hielo o de choques vehiculares o de embarcaciones.

Ecuación Básica para cada combinación de cargas y ESTADO LÍMITE:

La resistencia de diseño debe ser mayor que la suma de efectos de las cargas mayoradas por los coeficientes de carga (γ_i) y de modificación (η_i):

$$R_f = \phi \times R_n \geq \sum (\eta_i \times \gamma_i \times Q_i) \quad (4.1)$$

Donde:

- R_f = Resistencia factorada o de diseño
- ϕ = Factor de resistencia
- R_n = Resistencia nominal
- η_i = Coeficiente de modificación de carga
- γ_i = Factor de carga
- Q_i = Efecto de carga nominal

Factor de resistencia ϕ : según las especificaciones este adquiere valores según el Estado Límite, el efecto que se calcula y el material del elemento que se diseña.

Cuadro 4.1 Factor de resistencia [12]

ESTADOS LÍMITE	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA ϕ	
		MOMENTO	CORTE
DE RESISTENCIA	ACERO	1,00	1,00
	ACERO COMPUESTO	1,00	1,00
	HORMIGÓN ARMADO	0,90	0,90
	HORMIGÓN PRETENSADO	1,00	0,90
OTROS	-----	1,00	1,00

Coefficiente de modificación de carga (η_i): este adquiere valores en función de los coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia del puente, y el valor del coeficiente de carga permanente así:

$$\text{Para } \eta_{i_{MAX}} \therefore \eta_i = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I \geq 0,95$$

$$\text{Para } \eta_{i_{MIN}} \therefore \eta_i = \frac{1}{\eta_D \times \eta_R \times \eta_I} \leq 1,00$$

Donde:

- η_D = Factor de ductilidad
- η_R = Factor de redundancia
- η_I = Factor de importancia operativa

Cuadro 4.2 Coeficiente de importancia [12]

ESTADOS LÍMITE	IMPORTANCIA DEL PUENTE	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (η_i)
DE RESISTENCIA O EVENTO EXTREMO	puentes importantes	$\geq 1,05$
	puentes típicos	1,00
	poco importantes	$\geq 0,95$
OTROS	todos los puentes	1,00

Cuadro 4.3 Coeficientes de ductilidad y de redundancia [12]

ESTADOS LÍMITE	COEFICIENTE DE DUCTILIDAD	COEFICIENTE DE REDUNDANCIA
	η_D	η_R
DE RESISTENCIA	componentes y conexiones no dúctiles $\geq 1,05$	elementos no redundantes $\geq 1,05$
	diseños y detalles convencionales 1,00	niveles convencionales de redundancia 1,00
	componentes y conexiones con medidas adicionales de ductilidad $\geq 0,95$	niveles excepcionales de redundancia $\geq 0,95$
OTROS	1,00	1,00

- **Efecto de carga nominal (Q_i)**

Las cargas que actúan sobre la superestructura e infraestructura del puente se clasifican en dos grandes grupos según el tiempo de duración de su efecto:

Cargas permanentes:

- **DC**, peso propio de los elementos estructurales y no estructurales del puente.
- **DW**, peso propio de la capa de rodadura y de instalaciones de servicios públicos.

Cargas transitorias:

- **LL**, carga vehicular.
- Efectos de carga viva vehicular:
 - **IM**, efecto dinámico (impacto).
 - **BR**, fuerza de frenado y aceleración de vehículos.
 - **CE**, fuerza centrífuga.
 - **FR**, fricción.
 - **CT**, carga provocada de la coalición vehicular contra los apoyos o protecciones laterales del puente.

- Efectos provocados por la presión del viento.
 - **WL**, sobre los vehículos.
 - **WS**, sobre la estructura.
- Fuerzas provocadas por superposición de deformaciones:
 - **CR**, fluencia lenta.
 - **SH**, retracción del hormigón.
 - **SE**, asentamiento.
- Efectos provocados por variación de temperatura ambiental:
 - **TG**, gradiente de temperatura a través del elemento estructural.
 - **TU**, temperatura uniforme a través del elemento estructural.
- **EQ**, fuerza sísmica.

• **Factor de carga (γ)**

Este factor que se selecciona de manera de producir una sollicitación mayorada extrema, dependiendo de la carga, de la combinación y del estado límite analizados (A.3.3.4.1-1) [12]

Cuadro 4.4 Combinación de cargas y Estados Límite [12]

COMBINACIÓN DE CARGAS Y ESTADOS LIMITE	FACTOR DE CARGA (γ)												
	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Una de estas a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_p	1,75	1,00	----	----	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	----	----	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Resistencia III	γ_p	----	1,00	1,40	----	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Resistencia IV (únicamente EH, EV, ES, DW, DC)	γ_p	----	1,00	----	----	1,00	0,50 / 1,20	----	----	----	----	----	----
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	----	----	1,00	----	----	----	1,00	----	----	----
Evento Extremo II	γ_p	0,50	1,00	----	----	1,00	----	----	----	----	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Servicio II	1,00	1,30	1,00	----	----	1,00	1,00 / 1,20	----	----	----	----	----	----
Servicio III	1,00	0,80	1,00	----	----	1,00	1,00 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Servicio IV	1,00	----	1,00	0,70	----	1,00	1,00 / 1,20	----	1,00	----	----	----	----
Fatiga (únicamente LL, IM, CE)	----	0,75	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

- **Factor por gradiente de temperatura (γ_{TG})**

Factor que puede adquirir los siguientes valores:

- $\gamma_{TG} = 0,00$ en los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo.
- $\gamma_{TG} = 0,50$; $\gamma_{TG} = 1,00$ en los Estados Límite de Servicio, en el cual se considera y no a la carga viva respectivamente.

- **Factor de asentamiento (γ_{SE})**

Factor que se asume igual a:

- $\gamma_{SE} = 1,00$; esto es si no existe información específica para combinaciones que incluyen o no el asentamiento.

- **Factor para las cargas vivas en la combinación de Evento Extremo I (γ_{EQ})**

Factor que pueden ser igual a:

- $\gamma_{EQ} = 0,00$; $\gamma_{EQ} = 0,50$; $\gamma_{EQ} = 1,00$; a base de las características propias de cada proyecto.

4.1.2. Diseño de protecciones laterales [12]

El diseño de protecciones laterales presenta una variedad de ejemplares que corresponden al tipo de circulación que transita sobre la estructura con la finalidad de proporcionarle seguridad.

- **Tipos de protecciones laterales**

El tipo de protecciones laterales se opta de acuerdo al uso que se le proporcione al puente por parte del tipo de tránsito que circule sobre el mismo. Este tránsito puede ser:

- Vehicular
- Peatonal

- Ciclovía
- Combinada (vehicular, peatonal/ciclovía)

- **Elementos de protecciones laterales**

Los elementos van de acuerdo al tipo de protecciones laterales que se implanten en el puente. Estos elementos pueden ser:

- Bordillos
- Aceras
- Elementos horizontales (pasamanos y vallas vehiculares)
- Elementos verticales (parapetos y postes)
- Redes, mallas, etc.

- **Estados límite para el diseño:**

Estado Límite de Resistencia

En el diseño de los elementos de las protecciones laterales, se toma en cuenta los factores de resistencia según el material que se emplee, las cargas de diseño según el tipo de protección lateral (vehicular, peatonal, combinada, o ciclovía), y la verificación de la resistencia de los voladizos del tablero que soportan las protecciones laterales.

Estado Límite de Evento Extremo

En el diseño de las protecciones laterales en el caso extremo de un choque, las fuerzas se determinan mediante un análisis de última resistencia.

- **Dimensionamiento mínimo para protecciones laterales vehiculares**

a) Alturas para protecciones laterales:

$$h_{MIN} = 685\text{mm}$$

b) Espesor del voladizo del tablero de hormigón:

$$t_{MIN} = 200\text{mm}$$

- c) La suma de las alturas de las caras de las vallas vehiculares que podrían entrar en contacto con los vehículos, debe ser igual o mayor al 25% de la altura total de la protección lateral.

$$\Sigma A \geq 0,25 \cdot H \quad (4.2)$$

Donde:

- A = altura de cada valla vehicular
- H = altura total de la protección lateral vehicular

- **Niveles de capacidad de carga de protecciones laterales vehiculares**

Los niveles de capacidad de carga están en función de las fuerzas horizontales transversales y longitudinales, y la fuerza vertical longitudinal de impacto del vehículo sobre la protección lateral, de la alineación del puente, del volumen y la velocidad de tráfico, y las condiciones de emplazamiento:

- **PV-1:** puentes pertenecientes a calles y carreteras en zonas de trabajo, de tráfico de bajo volumen y velocidad reducida.
- **PV-2:** puentes en zonas de trabajo y carreteras locales y principales, con condiciones favorables de emplazamiento, y en vías de tráfico con escaso número de vehículos pesados y velocidad reducida.
- **PV-3:** puentes en un amplio rango de vías de alta velocidad y tráfico con muy poca cantidad de vehículos pesados y condiciones favorables de emplazamiento.
- **PV-4:** puentes en carreteras de alta velocidad y vías expresas, con tráfico mezclado de camiones y vehículos pesados.
- **PV-5:** similar al nivel anterior, y cuando el tráfico promedio diario está constituido por una parte significativa de camiones grandes, o cuando las condiciones de emplazamiento desfavorables justifiquen una mayor resistencia de las vallas vehiculares.

- **PV-6:** puentes en vías transitadas por tanqueros o vehículos con su centro de gravedad muy alto y en especial para puentes en zonas con condiciones desfavorables de emplazamiento.

Cuadro 4.5 Cargas y dimensiones para protecciones laterales vehiculares
[12]

Fuerzas	Nivel de capacidad de la protección vehicular (PV)					
	PV-1	PV-2	PV-3	PV-4	PV-5	PV-6
F_T (kN)	60	120	240	240	550	780
F_L (kN)	20	40	80	80	183	260
F_v (kN)	20	20	20	80	355	355
L_T y L_L (mm)	1 220	1 220	1 220	1 070	2 440	2 440
L_v (mm)	5 500	5 500	5 500	5 500	12 200	12 200
$H_{e\min}$ (mm)	460	510	610	810	1 070	1 420
H_{\min} (mm)	685	685	685	810	1 070	2 290

Donde:

- F_T = fuerza horizontal transversal de impacto del vehículo contra la valla vehicular.
- F_L = fuerza horizontal longitudinal de impacto del vehículo contra la valla vehicular.
- F_v = peso del vehículo aplicado en la parte superior de la protección lateral del puente y distribuido sobre L_v .
- L_v = longitud de contacto con la valla.
- H_{\min} = altura mínima de la protección lateral vehicular.
- L y LL = longitud de contacto de las ruedas del vehículo con la valla. (L) representa al diámetro de rueda del eje posterior del camión de diseño y (LL) representa al diámetro de dos ruedas de los ejes del tandem posterior más 300mm debido a la separación entre ellas.
- $H_{E\min}$ = altura efectiva mínima de la fuerza que actúa cuando se produce el volcamiento del vehículo girando al menos 90 grados alrededor del eje longitudinal después del contacto con la protección lateral.

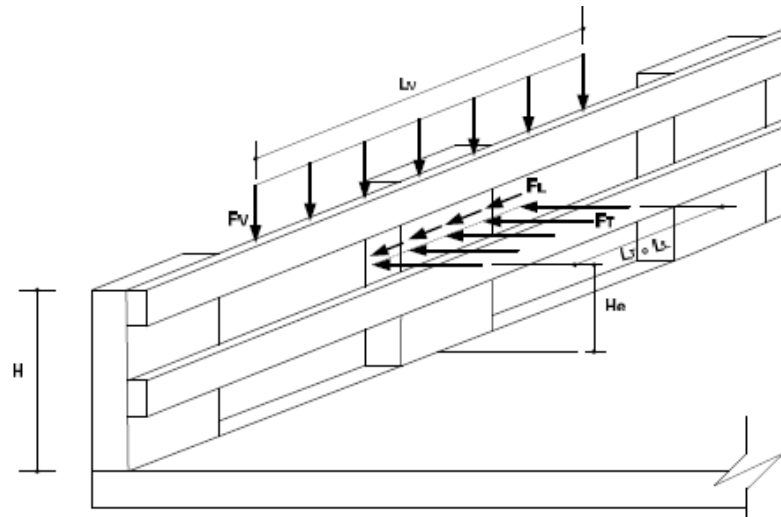


Fig. 4.1 Nomenclatura de cargas de diseño [12]

- **Protecciones laterales vehiculares**

En nuestro medio las protecciones laterales vehiculares más comunes son las siguientes:

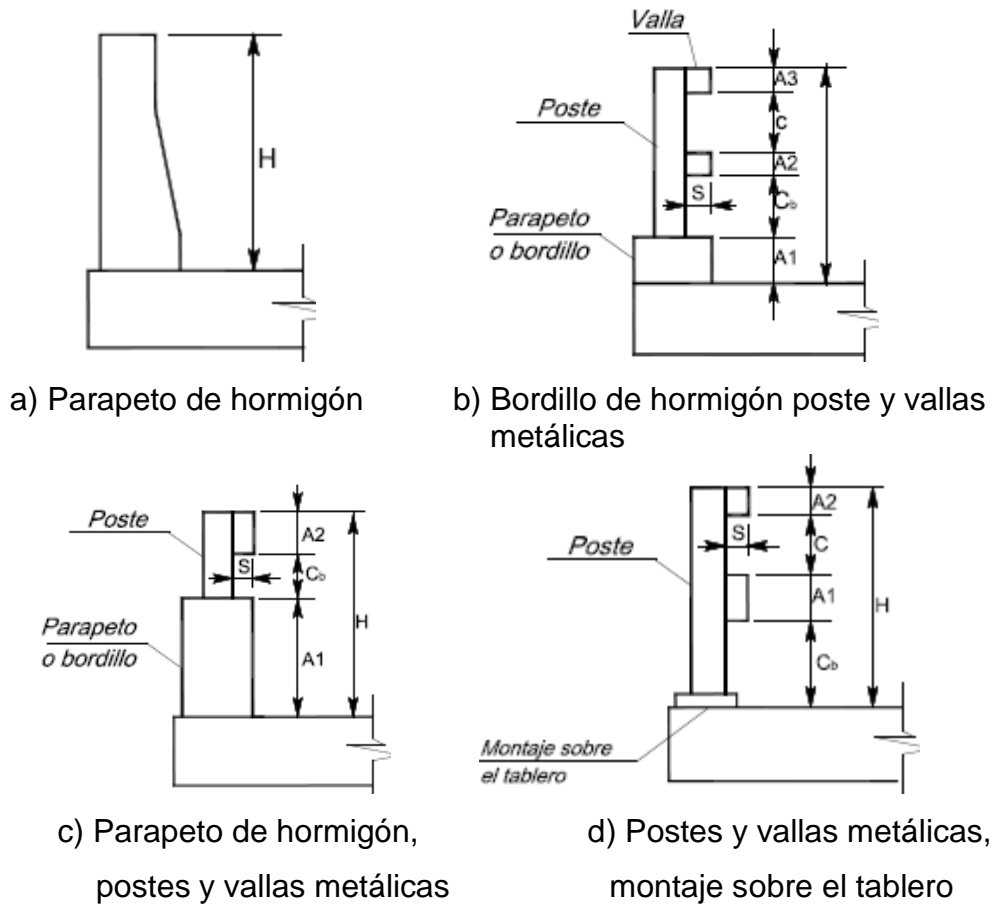


Fig. 4.2 Tipos de protecciones laterales vehiculares [12]

- **Diseño de parapeto de hormigón (protección lateral maciza)**

Según el tipo de carretera, se establece el nivel de funcionamiento y se seleccionan las fuerzas actuantes referentes al (cuadro 4.6).

Para el diseño se emplea el criterio del mecanismo de falla y según se trate de protecciones macizas (parapeto).

$$He = G - \frac{W \cdot B}{2 \cdot F_T} \quad (4.3)$$

Donde:

- He = altura efectiva de la fuerza que actúa cuando se produce el volcamiento del vehículo girando al menos 90 grados alrededor del eje longitudinal (vuelta de campana) después del contacto con la protección lateral
- G = altura del centro de gravedad del vehículo sobre la superficie de rodadura en (mm).
- W = peso del vehículo correspondiente al nivel de comportamiento requerido de la protección lateral (N).
- B = longitud del eje de ruedas, medida entre las superficies exteriores de estas (mm).

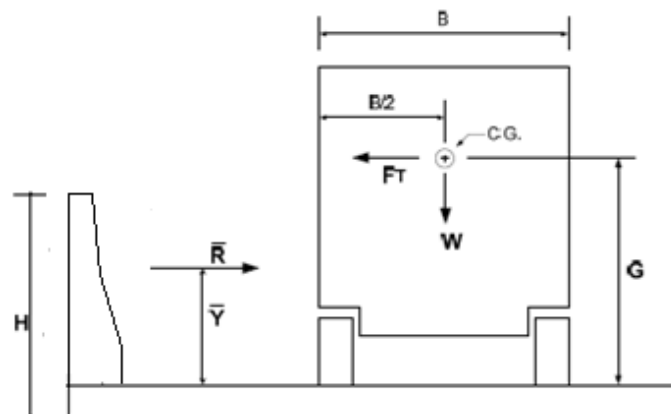


Fig. 4.3 Cargas de diseño en protecciones laterales (parapeto de hormigón) [12]

Cuadro 4.6 Características medias para vehículos tipo [12]

Características Vehiculares	Pequeños automóviles		Pickup Truck	Van-Truck Single-Unit	Van-Tipe Tractor-Trailer		Tractor-Tanker Trailer
$W (N)$	7 000	8 000	20 000	80 000	220 000	355 000	355 000
$B (mm)$	1 700	1 700	2 000	2 300	2 450	2 450	2 450
$G (mm)$	550	550	700	1 250	1 630	1 850	2 050

Las protecciones laterales vehiculares deben tener dimensiones que permitan resistir la fuerza de colisión aplicada (F_T), e impidan que se produzca la vuelta de campana (\bar{Y}).

$$\bar{R} \geq F_T \quad (4.4)$$

$$\bar{Y} \geq He \quad (4.5)$$

Todas las cargas se aplican sobre los elementos horizontales, por tanto la distribución de las cargas horizontales a los elementos verticales debe ser consistente con la continuidad de la valla, mientras que las cargas transversales deben ser de conformidad con el mecanismo de falla asumida para el sistema de protección.

Como un aporte al método constructivo, debe procurarse en lo posible, que el número de juntas de dilatación coincidan con las del tablero, debido que la capacidad de carga del parapeto disminuye significativamente en las cercanías de las juntas de dilatación.

Impacto contra un segmento de barrera

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \cdot \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H} \right) \quad (4.6)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H \cdot (M_b + M_w)}{M_c}} \quad (4.7)$$

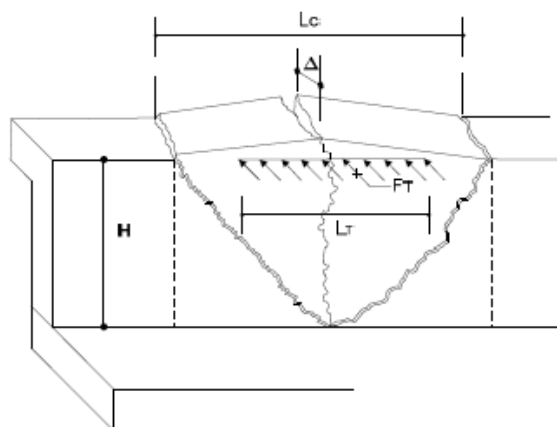


Fig. 4.4 Falla por el impacto de un vehículo contra un segmento del parapeto [12]

Impacto contra un extremo de barrera

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \cdot \left(M_b + M_w + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H} \right) \quad (4.8)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + H \cdot \frac{(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (4.9)$$



Fig. 4.5 Falla por el impacto de un vehículo contra un extremo del parapeto [12]

Donde:

- H = altura del parapeto (mm)

- L_c = longitud crítica en donde se desarrolla la superficie de falla (mm)
- L_t = longitud de la distribución de la fuerza de impacto F_T (mm)
- R_w = resistencia transversal total de la protección lateral (N)
- M_b = momento flector resistente de la parte superior del parapeto cuando este tiene reforzamiento superior adicional en forma de una viga, momento adicional al momento M_w ($N \cdot mm$)
- M_c = momento flector resistente del parapeto con respecto a un eje horizontal paralelo al eje longitudinal del puente ($N \cdot mm$)
- M_w = momento flector resistente de una faja de longitud unitaria del parapeto alrededor de su eje vertical ($N \cdot mm$)

$$M_w = M_b + M_c \quad (4.10)$$

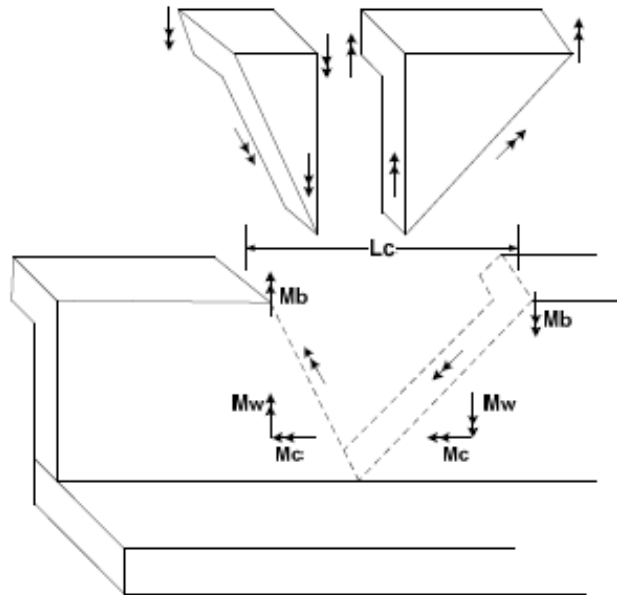


Fig. 4.6 Análisis de las líneas de fluencia del impacto en el segmento del parapeto [12]

4.1.3. Diseño de tablero de Hormigón Armado para Puentes de Carretera [12]

En el diseño se aplican las especificaciones AASHTO [10] , por el método de los factores de carga y resistencia.

- **Tipos de tableros de hormigón armado**

Existen dos tipos de tableros de hormigón armado debido a la ubicación de la armadura principal, estos son:

- Tablero de hormigón armado con armadura principal perpendicular al tráfico (cuando las vigas son el elemento estructural principal del puente, el tablero se apoya sobre las vigas).
- Tablero de hormigón armado con armadura principal paralela al tráfico (cuando el tablero es el elemento estructural principal del puente, no hay presencia de vigas o cuando estas están incorporadas en el tablero).

- **Diseño del tablero con armadura principal perpendicular al tráfico**

A. Preselección del espaciamiento entre vigas (S) y la longitud del voladizo (L_v)

En la preselección de las dimensiones (espaciamiento entre vigas y la longitud del volado), estas deben cumplir con los siguientes parámetros:

$$S \geq 2 \times L_v \quad (4.11)$$

$$L_v = \frac{W - S(N_v - 1)}{2} \quad (4.12)$$

Donde:

- L_v = longitud del voladizo (mm)
- S = espaciamiento entre vigas (mm)
- W = ancho total del puente (mm)
- N_v = número de vigas

B. Verificación del espesor del tablero [10]

El espesor mínimo recomendado para el tablero (A.2.5.2.6.3-1) [10] para vanos simplemente apoyados:

$$t_{MIN} = \frac{1,20 \times (S + 3000)}{30} \quad (4.13)$$

Donde:

- t_{MIN} = espesor mínimo (mm)
- S = distancia paralela entre los ejes longitudinales de las vigas (mm)

Para establecer el espesor del tablero (t) en los vanos correspondientes a la sección transversal del puente se añade el espesor de la capa sacrificial ($h_{SACRIFICIAL}$) al espesor estructural del tablero (t_{MIN}) por motivos de desgaste y conservación de dicho espesor estructural.

$$h_{SACRIFICIAL} = 20mm \quad (4.14)$$

Con lo que se tiene:

$$t = t_{MIN} + h_{SACRIFICIAL} \quad (4.15)$$

En el caso del voladizo, como éste debe soportar el posible choque de los vehículos, su espesor debe ser mayor que en el interior de los vanos de la sección transversal del puente en por lo menos 25mm.

$$t_v = t + 25mm \quad (4.16)$$

C. Carga muerta solicitante [10]

Se determina el peso de los elementos permanentes que soporta el tablero tomando una franja del mismo en dirección perpendicular al tráfico de un ancho unidad 1 mm (A.3.5.1).

- Peso de la protección lateral (P_b) en N/mm

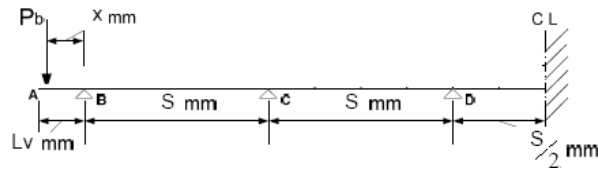


Fig. 4.7 Carga distribuida del peso de la protección lateral (P_b) [12]

- Peso de capa de rodadura (W_{DW}) en N/mm

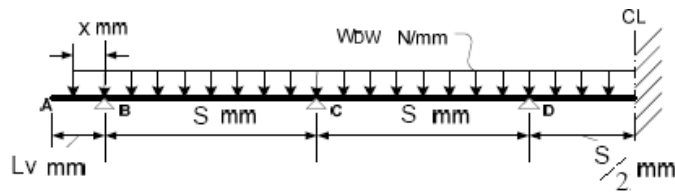


Fig. 4.8 Carga distribuida del peso de la capa de rodadura (W_{DW}) [12]

- Peso de losa del tablero (W_s) en N/mm

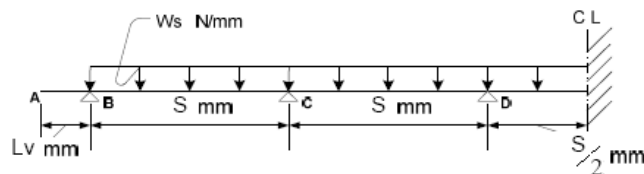


Fig. 4.9 Carga distribuida del peso de la losa (W_s) [12]

- Peso de la losa del voladizo (W_{VOL}) en N/mm

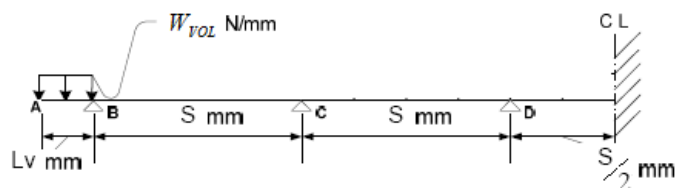


Fig. 4.10 Carga distribuida del peso de la losa (W_{VOL}) [12]

D. Solicitación por carga muerta: momentos flectores y reacciones en los apoyos [10]

Para la solicitud por carga muerta de momentos flectores y reacciones en apoyos se toma en cuenta que la franja del tablero se considera como una viga continua, con vanos iguales a la distancia entre ejes de las vigas del puente (S), y voladizos (L_v) y que las vigas del puente se consideran como apoyos rígidos sobre los cuales se asienta el tablero (A.4.6.2.1.6). Referente a los momentos máximos positivos y negativos serán los mismos entre las vigas y sobre estas respectivamente (A.4.6.2.1.1). Con el fin de facilitar la aplicación de los factores de carga (γ_p), los momentos y reacciones (M , R) deben calcularse por separado.

Las secciones de análisis en la viga equivalente que representa a la franja del tablero en análisis son las siguientes:

- Apoyo exterior (apoyo B) para R y $M_{MAX}(-)$
- En el primer apoyo interior (apoyo C), para el $M_{MAX}(-)$
- A $0,40 \cdot S$ del primer apoyo (de B) para el $M_{MAX}(+)$
- En el centro del vano central (CL) para el $M_{MAX}(+)$

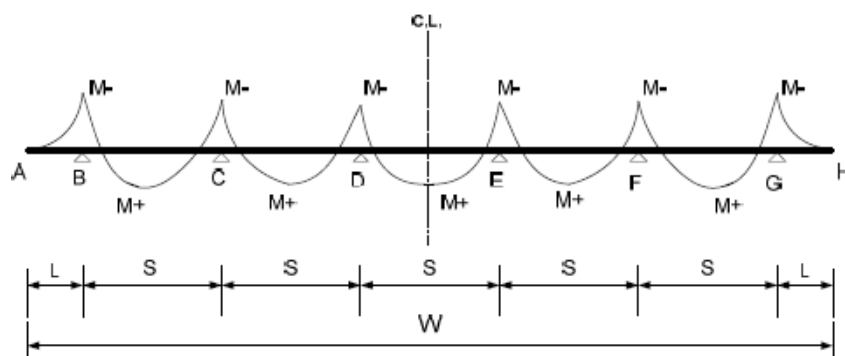


Fig. 4.11 Diagrama de momentos de la franja transversal del tablero en análisis [12]

E. Solicitación por carga viva [12]

Para la solicitud por carga viva se toma en cuenta la aplicación de la carga vehicular HL-93[30], la misma que consiste en un camión de diseño de tres ejes con sus respectivas cargas que se señalan a continuación:

- Eje delantero $P_1 = 35 \text{ kN}$.
- Eje posterior $P_2 = 145 \text{ kN}$.
- Eje semirremolque $P_3 = 145 \text{ kN}$.

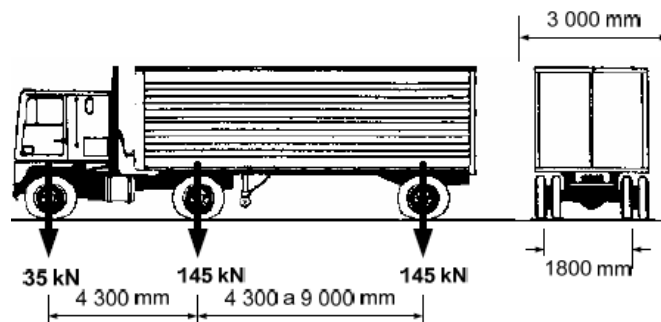


Fig. 4.12 Carga viva vehicular HL-93 [12]

La carga viva puede considerarse (A.4.6.2.1.6) como:

- a) Carga puntual: carga de rueda $P_R = 145/2 = 72,50 \text{ kN}$
- b) Carga distribuida sobre el ancho del área de contacto de la rueda.

El área de contacto de la rueda (A.3.6.1.2.5) se asume como un rectángulo de ancho 510 mm, en la dirección transversal al tráfico y de largo 250 mm, en la dirección paralela al tráfico.

- Se adopta trabajar con la carga puntual debido a que esta presenta solicitaciones más críticas.
- Número de vías de diseño N_L (A.3.6.1.1.1), número entero.

$$N_L = \frac{\text{ancho de calzada}}{3600} \quad (4.17)$$

- Factor de carga simultánea en varias vigas (A.3.6.1.1.2)
 - $m = 1,20$ (1 vía)
 - $m = 1,00$ (2 vías)

1) Momento negativo por carga viva en el voladizo

Se ubica la carga de rueda en la posición de máxima excentricidad a 300 mm de la cara interna de la protección lateral. El ancho de la franja transversal equivalente es:

$$E_v = 1140 + (0,833 \times X) \quad (4.18)$$

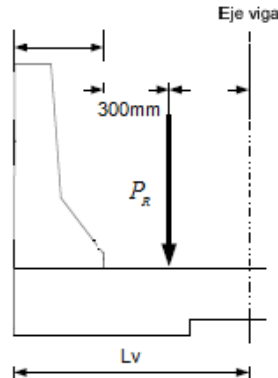


Fig. 4.13 Ubicación de la carga de rueda en posición de máxima excentricidad [12]

2) Momento máximo positivo por carga viva

Para vanos iguales del tablero, el M_{MAX}^+ ocurre en el primer vano a la distancia de $0,40 \cdot S$ desde el apoyo B. se analiza la posición del vehículo para uno y dos vías cargadas simultáneamente; en ambos casos el ancho de la franja equivalente es:

$$E^+ = 660 + (0,55 \times S) \quad (4.19)$$

a) Una vía cargada

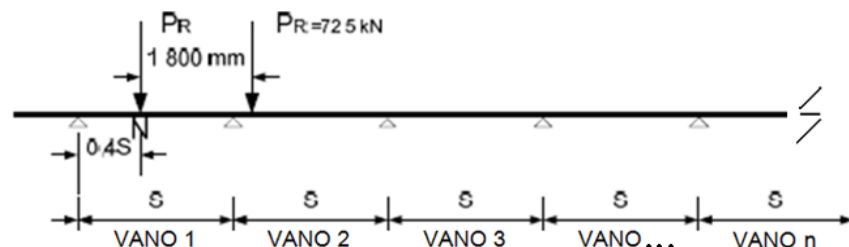


Fig. 4.14 Posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^+
(Una vía cargada) [12]

b) Dos vías cargadas simultáneamente

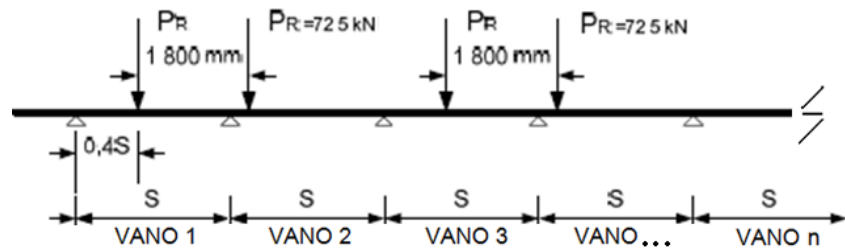


Fig. 4.15 Posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^+
(Dos vías cargadas simultáneamente) [12]

3) Momento máximo negativo por carga viva en apoyos internos del tablero

El M_{MAX}^- está en el primer apoyo interno (apoyo C) para una vía cargada y la posición crítica del camión de diseño. Como en el caso de dos vías cargadas simultáneamente, al ser el coeficiente $m = 1,00$, se obtiene un momento resultante menor que cuando se carga con un vehículo, entonces es suficiente analizar únicamente el primer caso.

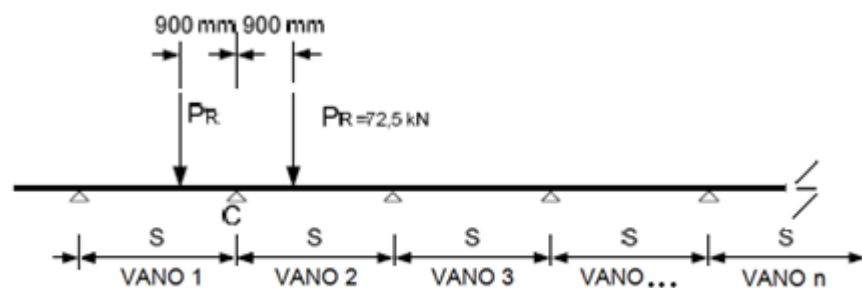


Fig. 4.16 Posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^-
(Una vía cargada) [12]

4) Reacción máxima en la viga externa:

La máxima reacción se presenta en el apoyo B, para la posición de máxima excentricidad de la carga de rueda.

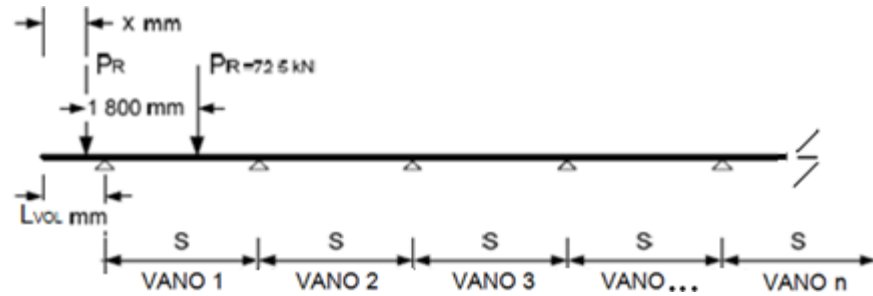


Fig. 4.17 Posición de máxima excentricidad del eje posterior del camión de diseño para obtener la R_{MAX} en la viga externa [12]

F. Diseño del refuerzo [10]

Para el diseño del refuerzo se realiza el análisis de solicitaciones máximas de reacciones y momentos correspondientes a la Combinación 1 de Cargas del Estado Límite de Resistencia.

1) Determinación de Solicitaciones Máximas para la Combinación 1 de Cargas del Estado Límite de Resistencia:

En la siguiente expresión de la combinación de cargas se reemplazan los valores parciales, para la reacción en el apoyo B, los momentos máximos positivos y negativos por carga muerta y carga viva.

$$U = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = \eta \times \gamma_{p_{DC}} \times DC + \eta \times \gamma_{p_{DW}} \times DW + \eta \times \gamma_{p_{LL+IM}} \times (LL + IM) \quad (4.20)$$

Reacción máxima solicitante en el apoyo B:

$$\overline{R}_B = (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{DC}} \times R_{DC}) + (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{DW}} \times R_{DW}) + (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{LL+IM}} \times R_{LL+IM}) \quad (4.21)$$

Momento máximo negativo solicitante en el apoyo B:

$$\overline{M}_B = (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{DC}} \times M_{DC}) + (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{DW}} \times M_{DW}) + (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{LL+IM}} \times M_{LL+IM}) \quad (4.22)$$

Momento máximo positivo solicitante:

$$\bar{M}_{0,40,5} = (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{DC}} \times M_{DC}) + (\eta_{MIN} \times \gamma_{p_{DC}^*} \times M_{DC^*}) + \eta_{MAX} \times (\gamma_{p_{DW}} \times M_{DW} + \gamma_{p_{LL+IM}} \times M_{LL+IM} \times IM) \quad (4.23)$$

Momento negativo solicitante en el apoyo C:

$$\bar{M}_C = (\eta_{MAX} \times \gamma_{p_{DC}} \times M_{DC}) + (\eta_{MIN} \times \gamma_{p_{DC}^*} \times M_{DC^*}) + \eta_{MAX} \times (\gamma_{p_{DW}} \times M_{DW} + \gamma_{p_{LL+IM}} \times M_{LL+IM} \times IM) \quad (4.24)$$

Donde:

- η_{MAX} , η_{MIN} = coeficientes de modificación de carga máximo y mínimo respectivamente
- $\gamma_{p_{DC}}$, $\gamma_{p_{DC}^*}$, $\gamma_{p_{DW}}$, $\gamma_{p_{LL+IM}}$ = factores de carga
- R_{DC} , M_{DC} = reacción y momento por losa en tramos internos del tablero (N/mm), ($N \cdot mm/mm$)
- R_{DC^*} , M_{DC^*} = reacción y momento por losa del voladizo y parapeto (N/mm), ($N \cdot mm/mm$)
- R_{DW} , M_{DW} = reacción y momento por capa de rodadura (N/mm), ($N \cdot mm/mm$)
- R_{LL+IM} , M_{LL+IM} = reacción y momento por carga viva e impacto (N/mm), ($N \cdot mm/mm$)

Cuadro 4.7 Combinaciones de cargas y factores de cargas [36]

Combinación de Cargas	Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
											EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_f	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_f	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_f	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_f 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_f	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_f	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_f	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Cuadro 4.8 Factores de carga para cargas permanentes [36]

TIPO DE CARGA	factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
Dw: Superficie de rodamiento e instalaciones	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1,50	0,90
En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
Estabilidad Global	1,00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
marcos Rígidos	1,35	0,90
Estructuras Flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Factor de impacto: IM = 33%

Coeficiente de modificación de carga con γ_i máximos:

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I \geq 0,95$$

Coeficiente de modificación de carga con γ_i mínimos:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \times \eta_R \times \eta_I} \leq 1,00$$

Donde:

- η_D = factor de ductilidad
- η_R = factor de redundancia
- η_I = factor de importancia operativa

2) Verificación de la geometría de la sección transversal

Se verifica la separación entre vigas longitudinales del puente y la longitud del voladizo. Se debe comparar los valores más altos de los momentos negativos en dos apoyos consecutivos (B y C), si su diferencia se mantiene inferior del 10% se acepta el dimensionamiento adoptado.

$$\overline{\Delta M} = \left| \overline{M_B} \right| - \left| \overline{M_C} \right| \quad (4.25)$$

$$\% \overline{\Delta M} \leq 10\% \quad (4.26)$$

3) Determinación de los momentos de diseño

a) Momento Positivo de diseño

$$M_u^+ = \overline{M}_{0,40S} \quad (4.27)$$

b) Momento Negativo de diseño:

Se determina el momento en la cara interna del elemento, en la sección A-A, los momentos parciales de cada una de las cargas solicitantes (fig. 4.18) correspondientes a la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia por:

- Carga Muerta de la losa del tablero (parte interna):

$$M_S = -0,50 \times w_S \times X^2 + R_{B-S} \times X \quad (4.28)$$

Donde:

- M_S = momento por carga muerta de la losa del tablero
($N \cdot mm/mm$)
 - w_S = carga distribuida por carga muerta de la losa del tablero (N/mm)
 - R_{B-S} = reacción en el apoyo B por carga muerta de la losa del tablero (N/mm)
 - X = distancia entre el eje de viga y la sección A-A (mm)
- Carga Muerta de la losa del voladizo del tablero:

$$M_D = -w_D \times L_V \times (L_V/2 + X) + R_{B-D} \times X \quad (4.29)$$

Donde:

- M_D = momento por carga muerta de la losa del voladizo del tablero ($N \cdot mm/mm$)
- w_D = carga distribuida por carga muerta de la losa del voladizo del tablero (N/mm)

- R_{B-D} = reacción en el apoyo B por carga muerta de la losa del voladizo del tablero (N/mm)
- L_V = longitud del volado (mm)

- Carga Muerta de la Protección Lateral:

$$M_b = -P_b \times (L_V + X - X_{pb}) + R_{B-b} \times X \quad (4.30)$$

Donde:

- M_b = momento por carga muerta de la protección lateral ($N \cdot mm/mm$)
- P_b = carga muerta de la protección lateral (N/mm)
- R_{B-b} = reacción en el apoyo B por carga muerta de la protección lateral (N/mm)
- X_{pb} = distancia al centro de masas de la protección lateral desde su borde exterior (mm)

- Carga Muerta de la Capa de Rodadura:

$$M_{DW} = -0,50 \times w_{DW} \times (L_V + X - X_{PL})^2 + R_{B-DW} \times X \quad (4.31)$$

Donde:

- M_{DW} = momento por carga muerta de la capa de rodadura ($N \cdot mm/mm$)
- w_{DW} = carga distribuida por carga muerta de la capa de rodadura (N/mm)
- R_{B-DW} = reacción en el apoyo B por carga muerta de la capa de rodadura (N/mm)
- X_{PL} = ancho de la protección lateral en su base (mm)

- Carga viva considerando: $m = 1,20$ (1 vía cargada)

$$P_{LL} = m \times (P_R / E_V) \quad (4.32)$$

$$M_{LL} = -P_{LL} \times (b_p + X) + R_{B-LL} \times X \quad (4.33)$$

Donde:

- P_{LL} = carga viva (N/mm)
- P_R = carga viva por parte de una llanta del eje (N)
- E_V = ancho de la franja transversal equivalente (mm)
- M_{LL} = momento por carga viva ($N \cdot mm/mm$)
- R_{B-LL} = reacción en el apoyo B por carga viva (N/mm)
- b_p = distancia entre el punto de aplicación de la carga viva y el eje de la viga (mm)

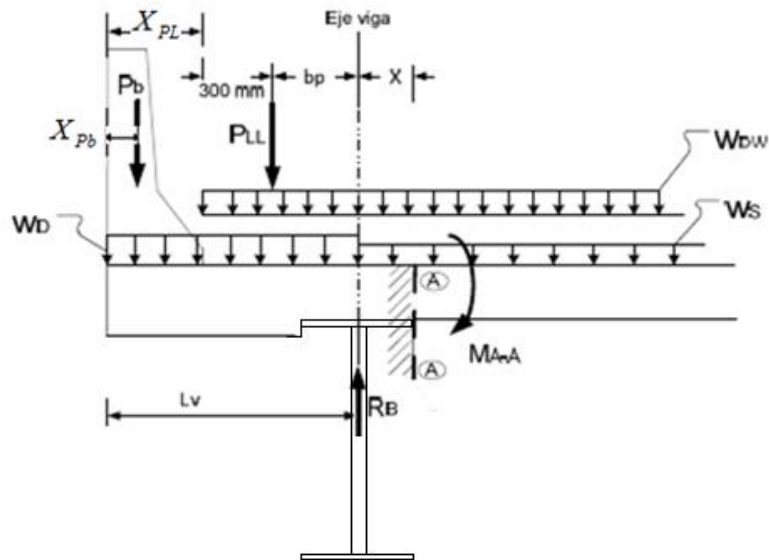


Fig. 4.18 Cargas y Sección Crítica (A-A) para el momento negativo de diseño [12]

Combinación de cargas 1 (Estado Límite de Resistencia):

$$\bar{M}_{A-A} = \eta_{MAX} \times \left((\gamma_{p_{DC}} \times (M_S + M_b)) + (\gamma_{p_{DC}^*} \times M_D) + (\gamma_{p_{DW}} \times M_{DW}) + (\gamma_{p_{LL+IM}} \times M_{LL} \times IM) \right) \quad (4.36)$$

Por tanto se tiene que el momento negativo de diseño es:

$$M_U^- = \bar{M}_{A-A} \quad (4.37)$$

F. Diseño de la armadura de refuerzo [10]

1. Selección del refuerzo:

Recubrimientos

- $r_{MIN} = 25mm$
- $r_{SUP} = 50mm$
- $r_{INF} = 25mm$, para varillas de hasta $\phi_V = 36mm$

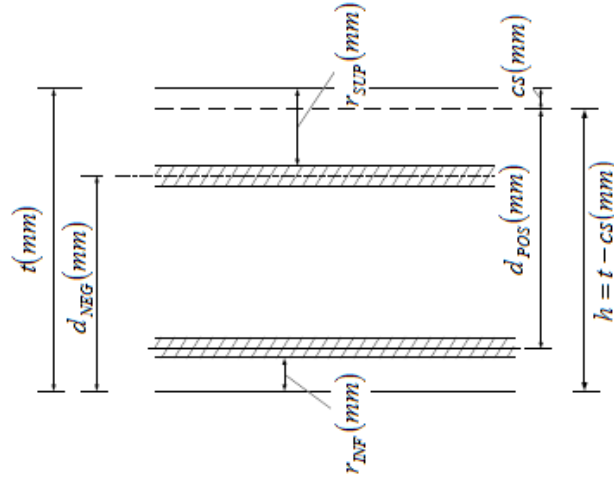


Fig. 4.19 Recubrimientos y alturas efectivas [12]

$$d_{POS} = t - CS - r_{INF} - (\phi_V / 2) \quad (4.38)$$

$$d_{NEG} = t - r_{SUP} - (\phi_V / 2) \quad (4.39)$$

Sin considerar el refuerzo de compresión, el momento resistente es (A.5.7.3.2)

$$\phi \times Mn = \phi \times As \times fy \times (d - a/2) \quad (4.40)$$

En donde:

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad (4.41)$$

Cuando $\phi = 0,90$ (A.5.5.4.2.1) y $fy = 420MPa = 420N/mm^2$, se adopta un cierto margen de seguridad, la expresión para la armadura $As = (a \times 0,85 \times f'c \times b) / fy$ puede ser sustituida por:

$$A_s = \frac{Mu}{330 \times d} \quad (4.42)$$

El valor de $A_{s_{MIN}}$ (A.5.7.3.3.2) para elementos con armadura no pretensada se satisface si:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \geq 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.43)$$

$$A_{s_{MIN}} = 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \quad (4.44)$$

El espaciamiento máximo para el refuerzo principal (A.5.10.3.2) para losas debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$S_{MAX} = 1,50 \times t \quad (4.45)$$

$$S_{MAX} = 450mm \quad (4.46)$$

2. Determinación del refuerzo principal positivo A_s^+ y negativo A_s^-

Conociendo los valores de M_{MAX}^+ para la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia y M_{MAX}^- de diseño (sección A-A) con las alturas efectivas correspondientes (ver Fig. 4.19) se tiene:

$$Mu^+ = \overline{M}_{O,40S}$$

$$Mu^- = M_{A-A}$$

$$A_{s-}^+ = \frac{Mu_-^+}{330 \times d} \quad (4.47)$$

$$A_{s_{MIN}-}^+ = \frac{0,03 \times f'_c}{f_y} \times b \times d_-^+ \quad (4.48)$$

Si $A_{s-}^+_{CALCULADO} > A_{s_{MIN}}^+$, se adopta $A_{s-}^+_{CALCULADO}$

Si $A_{s-}^+_{CALCULADO} < A_{s_{MIN}}^+$, se adopta $A_{s-}^+_{MIN}$

Se verifica la ductilidad y la capacidad de momento para el As_{-}^{+} colocado:

a) Ductilidad

$$a = \frac{As_{-}^{+} \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad (4.49)$$

$$0,35 \times d > \frac{As_{-}^{+} \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad (4.50)$$

b) Momento resistente

$$\phi \times Mn = \phi \times As_{-}^{+} \times fy \times (d - a/2) \quad (4.51)$$

$$\phi \times Mn \geq Mu^{+} \quad (4.52)$$

$$|\phi \times Mn| \geq |Mu^{-}| \quad (4.53)$$

3. Determinación de la armadura secundaria [12]

a) Armadura de distribución As_{DIST}

La armadura de distribución As_{DIST} , se coloca en la parte inferior de la losa perpendicular al refuerzo principal requerido (A.9.7.3.2). Para tableros con As principal perpendicular al tráfico, el refuerzo de distribución es un porcentaje de la armadura principal igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{Se}} \leq 67\% \quad (4.54)$$

Donde:

- Se = longitud equivalente

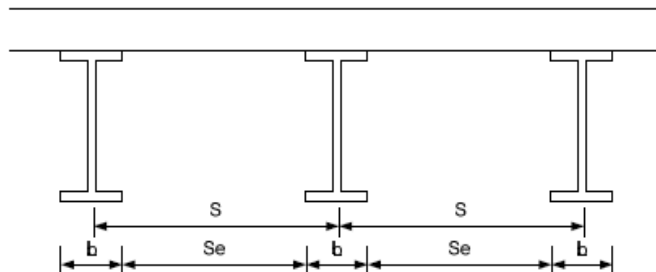


Fig. 4.20 Longitud equivalente Se para secciones transversales con tablero de hormigón armado

Si $\frac{3840}{\sqrt{Se}} > 67\%$, se utiliza $\% = 67\%$

$$A_{s_{DIST}} = (\%) \times A_{s_{REQUERIDO}}^+ \quad (4.55)$$

b) Armadura por contracción del Hormigón y variación de temperatura ambiental A_{ST}

Este esfuerzo por temperatura A_{ST} se debe colocar en cada dirección en la cara expuesta del tablero cumpliendo con las siguientes condiciones:

$$A_{ST} \geq \frac{0,75 \times b \times t}{2(b+t) \times f_y} \quad (4.56)$$

$$0,233 \text{ mm}^2 / \text{mm} \leq A_{ST} \leq 1,270 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad (4.57)$$

El espaciamiento máximo debe ser igual al menor valor entre:

$$S_{MAX} = 3,00 \times t \quad (4.58)$$

$$S_{MAX} = 450 \text{ mm} \quad (4.59)$$

G. Control de la fisuración (A.5.7.3.4) Estado Límite de Servicio: [10]

1. Verificación del A_{s^+} para la Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Servicio (A.3.4.1):

Se analiza la máxima sollicitación en el acero de refuerzo por momento positivo, para esta combinación los coeficientes de modificación y de carga son:

- con γ_i máximos: $\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I \geq 0,95$

- con γ_i mínimos: $\eta = \frac{1}{\eta_D \times \eta_R \times \eta_I} \leq 1,00$

Y la expresión para la combinación de cargas en el análisis:

$$U_{s-1} = \Sigma \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times DC + \gamma_{DW} \times DW + \gamma_{LL+IM} \times LL \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] \quad (4.60)$$

Por tanto el momento para el análisis de los esfuerzos de tracción en el refuerzo es:

$$M_{0,4S}^+ = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL+IM} \times M_{LL} \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] \quad (4.61)$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0,4S}^+ = M_{DC} + M_{DW} + 1,33 \times M_{LL} \quad (4.62)$$

Se verifica la relación entre el esfuerzo de compresión del hormigón y el esfuerzo de rotura, dada por la siguiente expresión:

$$f_c > 0,80 f_r \quad (4.63)$$

$$f_c = \frac{6M_{MAX}^+}{b \times h^2} \text{ en MPa/m} \quad (4.64)$$

$$0,80 \times f_r = 0,80 \times (0,63 \times \sqrt{f'c}) \text{ en MPa/m} \quad (4.65)$$

Si la desigualdad se cumple, entonces el elemento de hormigón armado SE FISURA, por lo que se requiere:

- a) Verificar el espaciamiento máximo de la armadura principal positiva (inferior).

El espaciamiento (s) adoptado debe ser:

$$dc = r_{INF} + \phi_V / 2 \quad (4.66)$$

$$s \leq \frac{123000}{B_s \times f_s} \times \gamma_e - 2dc \quad (4.67)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0,70 \times ((t - h_{SACRIFICIAL}) - dc)} \quad (4.68)$$

Donde:

- $f_s = 0,60 f_y$, (f_s = esfuerzo de servicio) (MPa)

- dc = espesor del hormigón desde la fibra externa en tensión al centro de la varilla (mm)
- β_s = relación ancho grieta en cara en tensión y ancho de grieta a nivel del refuerzo.
- $\gamma_e = 0,75$ (exposición clase II, control contra la corrosión)

Si el valor calculado es menor al adoptado, se debe disminuir la separación de varillas de la armadura principal positiva As^+ , lo cual significa la adición de una cantidad significativa de acero.

- b) Verificación del valor del esfuerzo de servicio f_s al que estaría sometida la armadura considerando la sección fisurada.

Se determina la ubicación del eje neutro (e.n.) de la sección transversal transformada, se asume que la zona comprimida del hormigón se halla en la parte superior por encima de la armadura negativa (fig. 4.36) y luego se procede a calcular el esfuerzo de trabajo del acero positivo en la sección fisurada (factor de inercia de la sección transformada fisurada).

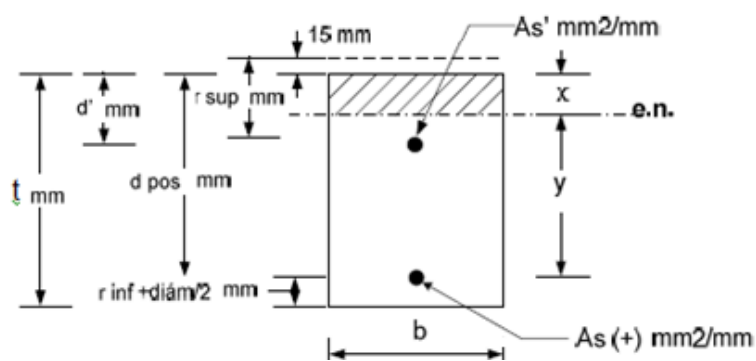


Fig. 4.21 Ubicación del Eje Neutro para la verificación del As^+
Para la sección transformada [12]

$$\Sigma Me.n. = 0$$

$$b \times x \times (x/2) = n \times As' \times (d' - x) + n \times As^+ \times (d_{POS}) - x \quad (4.69)$$

Donde:

- $n = E_s/E_c$, n es un número entero
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón (Pa)
- E_s = módulo de elasticidad del acero (Pa)

Se calcula el Factor de Inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} \right) + n \times A_s' \times (d' - x)^2 + n \times A_s^+ \times (d_{POS} - x)^2 \quad (4.70)$$

Por tanto el esfuerzo de tensión en el acero inferior es:

$$f_s = n \times \left(\frac{M u^+ \times y}{I_{cr}} \right) \quad (4.71)$$

2. Verificación del A_s^- para la Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Servicio

Se aplica un procedimiento similar, pero con la sollicitación del momento negativo determinado en la sección correspondiente a la cara interna de la viga externa (M_{A-A}), para la combinación de cargas 1 del Estado Límite de Servicio con los valores de los coeficientes de modificación ($\eta = 1$), de carga ($\gamma = 1$) y de impacto (33%) respectivamente:

$$M_{A-A}^- = \eta \times [\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL+IM} \times M_{LL} \times (1 + (IM/100))] \quad (4.72)$$

$$M_{MAX}^- = M_{A-A}^- = M_{DC} + M_{DW} + 1,33 \times M_{LL} \quad (4.73)$$

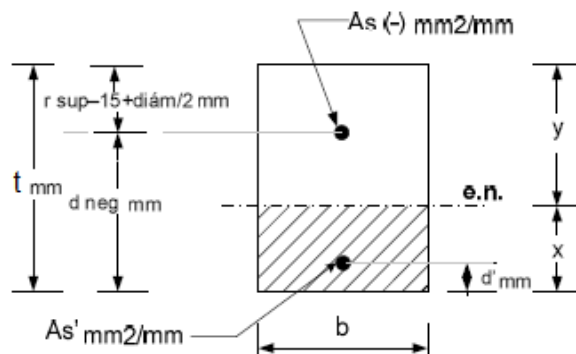


Fig. 4.22 Ubicación del Eje Neutro para la verificación del A_s^- [12]

$$\Sigma M(e.n.) = 0$$

$$b \times x \times (x/2) + (n-1) \times As' \times (x - d') = n \times As^- \times (d_{NEG} - x) \quad (4.74)$$

Entonces el factor de inercia de la sección transformada fisurada es:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} \right) + (n-1) \times As' \times (x - d')^2 + n \times As^- \times (d_{NEG} - x)^2 \quad (4.75)$$

Por consiguiente el esfuerzo de tensión en el acero superior As^- es:

$$fs = n \times \left(\frac{M_{A-A}^- \times y}{I_{cr}} \right) \quad (4.76)$$

H. Armado del tablero: Vanos Internos [10]

Como se trata de un tablero sobre múltiples vigas no se requiere investigar el Estado Límite de Fatiga (A.9.5.3)

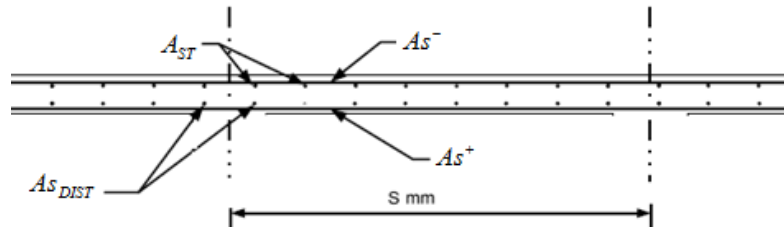


Fig. 4.23 Armado de los vanos interiores del tablero (corte transversal)

[30]

I. Comprobación de la resistencia del voladizo [10]

Se verifica si es suficiente prolongar el As^- de la zona interior del tablero al voladizo para resistir las solicitaciones provenientes del choque de los vehículos contra la protección lateral, por lo que se debe considerar:

a. Los Estados Límite:

- La Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Resistencia (A.13.6.1)
- La Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Extremo Evento (A.13.6.2)

En el Estado Límite de Resistencia se consideran las fuerzas verticales a gravedad, mientras en el de Evento Extremo se consideran las cargas horizontales causadas por el choque de los vehículos contra la protección lateral.

b. El análisis en la sección crítica:

La sección crítica denominada sección Z-Z, (fig. 4.24), se encuentra en la cara externa de la viga externa, que hace de apoyo del voladizo y en donde se va a presentar el posible desgarro del tablero por efecto de la rotura de la protección lateral.

c. Cargas

Carga Muerta: peso propio de la losa del voladizo (W_D), de la capa de rodadura (W_{DW}), y de la protección lateral (P_b)

Carga Viva: carga de rueda en posición de máxima excentricidad (P_{LL})

1. Estado Límite de Resistencia. Combinación de Cargas 1

Se verifica que: $\overline{M}_{Z-Z} \leq \overline{M}_{A-A}$

Si cumple: es suficiente prolongar el A_s^- principal de la zona interior del tablero hacia el voladizo.

Si no cumple: se requiere A_s^- adicional.

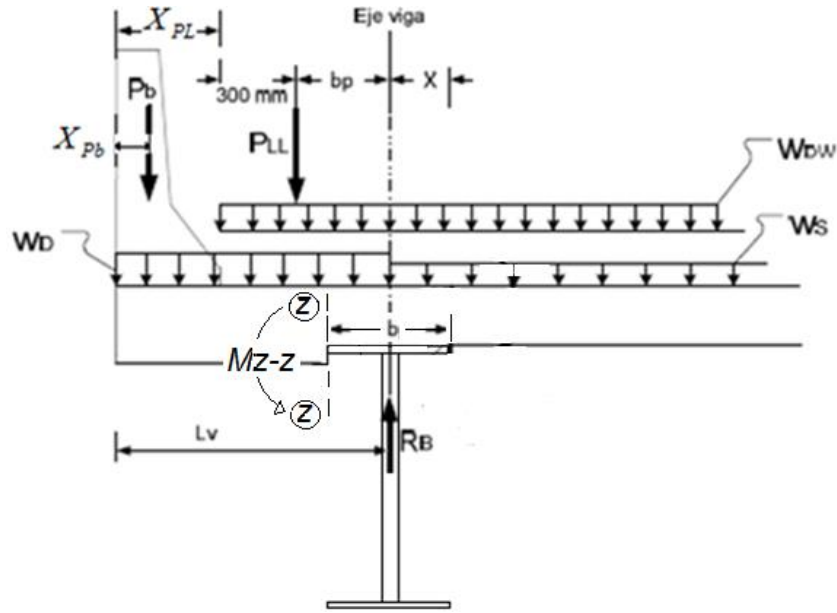


Fig. 4.24 Cargas y selección de análisis para diseño del voladizo [12]

Determinación de momentos parciales por:

Carga muerta de la losa del voladizo del tablero (M_D)

$$M_D = -W_D \times \frac{(L_v - b/2)^2}{2} \quad (4.77)$$

Carga muerta de la protección lateral (M_b)

$$M_b = -P_b \times (L_v - b/2 - X_{pb}) \quad (4.78)$$

Carga muerta de la capa de rodadura (M_{DW})

$$M_{DW} = -0,50W_{DW} \times (L_v - X_{pl} - b/2)^2 \quad (4.79)$$

Carga viva considerando 1 vía cargada (M_{LL})

$$P_{LL} = m \times (P_R / E_v) \quad (4.80)$$

$$M_{LL} = -P_{LL} \times (L_v - X_{pl} - 300 - b/2) \quad (4.81)$$

Momento máximo negativo solicitante en la sección Z-Z.

$$M_{z-z} = \eta \times (\gamma_{p_{DC}} \times M_{DC} + \gamma_{p_{DW}} \times M_{DW} + \gamma_{p_{LL+IM}} \times M_{LL} \times (1 + IM/100)) \quad (4.82)$$

2. Estado Límite de Evento Extremo Combinación 2:

Las fuerzas que se transmiten al voladizo del tablero, debido al choque de vehículos contra las protecciones laterales se determinan a través del análisis de Resistencia de la protección lateral diseñada.

El momento debido al choque de vehículos M_{CT} se distribuye en una longitud de la protección lateral igual a $L_c + 2H$

$$M_{CT} = -\frac{R_w \times H}{L_c + 2H} \quad (4.83)$$

Donde:

- H = altura total de la protección lateral (mm)
- R_w = resistencia nominal a la carga transversal (N)
- L_c = longitud crítica (cedencia) (mm)

Momento para la Combinación 2 del Estado Límite de Evento Extremo

$$\phi \times Mn \geq \sum (\eta_i \times \gamma_i \times Qi) = (\eta \times \gamma_{p_{DC}} \times M_{DC}) + (\eta \times \gamma_{p_{DW}} \times M_{DW}) + (\eta \times \gamma_{p_{CT}} \times M_{CT}) \quad (4.84)$$

Factor de resistencia (ϕ) (A.1.3.2.1)

Factor de modificación de carga: $\eta = \eta_R \times \eta_D$

$$Mu = \eta \times (\gamma_{p_{DC}} \times M_{DC} + \gamma_{p_{DW}} \times M_{DW} + \gamma_{p_{CT}} \times M_{CT}) \quad (4.85)$$

3. Refuerzo adicional en el voladizo:

Si $Mu > \overline{M}_{z-z}$, es necesario añadir más refuerzo al As^- que se prolonga del vano interior del tablero, se debe verificar que el momento solicitante (Mu) sea menor que el momento resistente reducido por la tensión axial.

$$M_{SOLICITANTE} \leq M_{RESISTENTE.REDUCIDO} \quad (4.86)$$

Por lo que se debe aumentar la armadura superior del tablero y con ello se calcula la nueva altura efectiva respectiva:

$$As_{TOTAL}^{-} = \frac{As_{INCREMENTADO}^{-} + As_{EXISTENTE}^{-}}{s} \quad (4.87)$$

$$d = h - r - \left(\frac{\phi_{V..MAYOR}}{2} \right) \quad (4.88)$$

$$a = \frac{As_{TOTAL}^{-} \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad (4.89)$$

Momento resistente:

$$\phi \times Mn = \phi \times As_{TOTAL}^{-} \times fy \times (d - a/2) \quad (4.90)$$

El momento resistente se reduce por la tensión axial:

$$T = \frac{Rw}{Lc + 2H} \quad (4.91)$$

Para elementos de hormigón armado bajo la acción combinada de carga axial y flexión, se cumple:

$$\frac{Pu}{\phi \times Pn} + \frac{Mu}{\phi \times Mn} \leq 1,00 \quad (4.92)$$

Área total de refuerzo longitudinal en el voladizo del tablero (A_{ST}), es la suma de la armadura superior más la armadura inferior.

$$A_{ST} = \frac{As_{TOTAL}^{-} + As^{+}}{s} \quad (4.93)$$

$$\phi \times Pn = \phi \times As_{TOTAL}^{-} \times fy \quad (4.94)$$

$$Pu = T \quad (4.95)$$

Momento resistente reducido:

$$Mu \leq \phi \times Mn \times \left(1,00 - \frac{Pu}{\phi \times Pn} \right) \quad (4.96)$$

Se establece la comparación: $M_{SOLICITANTE} \leq M_{RESISTENTE, REDUCIDO}$

Si esta desigualdad se cumple, se acepta el $As_{INCREMENTADO}^-$ en la parte superior.

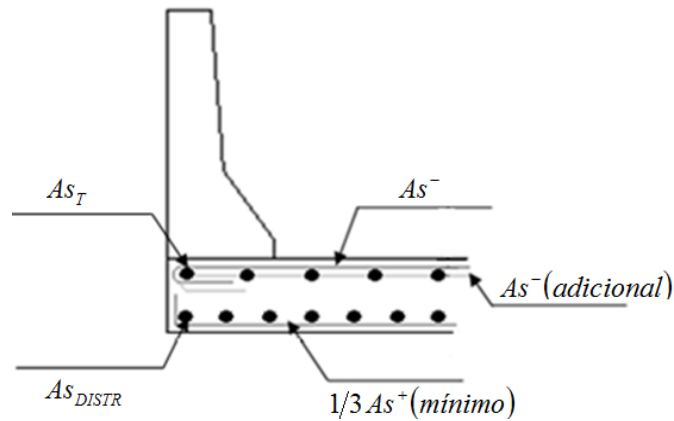


Fig. 4.25 Armadura total en el voladizo del tablero [12]

4. Longitud de desarrollo para gancho estándar de la armadura principal superior del voladizo

El refuerzo colocado en la parte superior del voladizo resiste directamente al momento del choque: (M_{CT}), por lo que es necesario la provisión de un gancho estándar a 180°; estos ganchos deben cumplir con los requisitos de la longitud de desarrollo (A.5.11.2.4.1).

Factores de modificación:

- $f_1 = 0,70$ para gancho de 90°.
- $f_2 = 1,20$ para armadura recubierta con resina epóxica.

Para varillas de $f_y \leq 420MPa$, los ganchos estándar deben tener una longitud básica de desarrollo (ρ_{hb})

$$\rho_{hb} = \frac{100 \times \phi_v}{\sqrt{f'c}} \quad (4.97)$$

Con lo que la longitud de desarrollo requerida es:

$$\rho_{dh.REQUERIDA} = \rho_{hb} \times f_1 \times f_2 \times \frac{M_{CT}}{\phi \times Mn \times \left(1 - \frac{Pu}{\phi \times Pn}\right)} \quad (4.98)$$

Hay que verificar la longitud de desarrollo disponible para el gancho en el voladizo, la cual se determina considerando como sección crítica de arranque de la armadura de la sección Q-Q; cuando se produce el choque en la parte superior de la protección lateral.

$$\rho_{dh.DISPONIBLE} = \overline{\phi}_V + s + (\phi_{V..ANCLAJE} / 2) \quad (4.99)$$

Con lo que debe cumplir que:

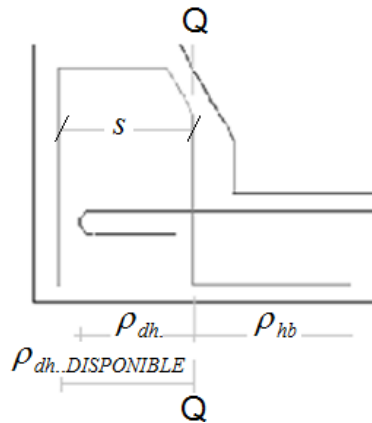


Fig. 4.26 Longitud de desarrollo del gancho a 180° del extremo de la armadura principal superior del voladizo [12]

5. Longitud de varilla adicional en la parte superior del voladizo del tablero:

Las varillas que se adicionaron a la armadura principal superior del tablero en el voladizo, se deben extender más allá del eje de la viga externa hacia el interior del tablero, por lo que se necesita determinar la distancia teórica en la cual ya no es necesaria la

varilla adicional, esta distancia (x) , correspondiente a la sección donde el momento por carga muerta (M_{CM}) más el momento provocado por las fuerzas del choque (M_{CT}) es igual al momento negativo resistente de diseño, para el cual se determinó la armadura principal negativa (A_s^-)

$$x \Rightarrow M_{CT} + M_{CM} = M_{A-A}^- \quad (4.100)$$

Para ello es necesario determinar el momento resistente para cubrir las solicitaciones del Estado Límite de Evento Extremo $(\phi = 1,00)$, se parte del momento resistente calculado al verificar la armadura negativa en el tablero (sección A-A de la viga externa) según el Estado Límite de Resistencia para el cual el coeficiente es de $(\phi = 0,90)$:

$$\phi \times Mn = 0,90 \times Mn \quad (4.101)$$

Y para el Estado Límite de Evento Extremo en donde $(\phi = 1,00)$, entonces el momento resistente adquiere el valor de:

$$\phi \times Mn = 1,00 \times Mn \quad (4.102)$$

El momento total por carga muerta del voladizo es igual a la suma de los momentos parciales:

$$M_{CM} = M_{pb} + M_D + M_{DW} \quad (4.103)$$

El momento total de las cargas del peso propio del voladizo con respecto al eje de la viga externa y el efecto del choque vehicular (M_T) :

$$M_T = M_{CM} + M_{CT} \quad (4.104)$$

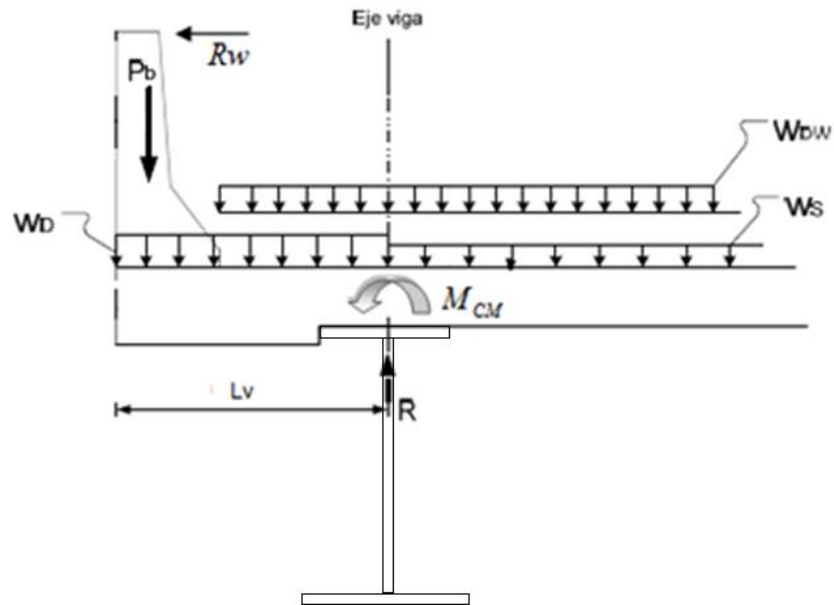


Fig. 4.27 Carga muerta por unidad de longitud de voladizo [12]

Si se asume un factor de continuidad de 0,50, entonces el diagrama de momentos debido al choque, puede considerarse lineal, con un momento total por carga muerta (CM) y choque (CT) en el eje de la viga exterior igual a $(M_{CM} + M_{CT})$ y de $0,50 \times (M_{CM} + M_{CT})$ en el eje de la primera viga interior.

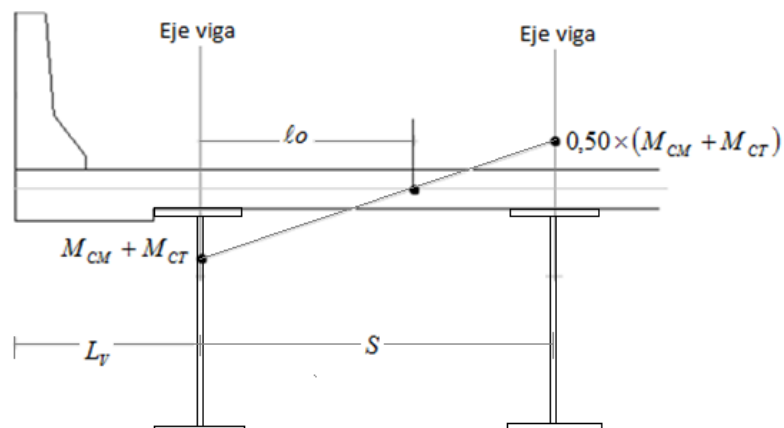


Fig. 4.28 Diagrama de momento de choque en el primer vano interior del tablero [12]

Cálculo de la distancia (ℓ_o):

$$\frac{M_{CM} + M_{CT}}{\ell_o} = \frac{0,50 \times (M_{CM} + M_{CT})}{S - \ell_o} \quad (4.105)$$

El valor del momento debido al choque de los vehículos que se transmite a la distancia (x), medida desde el eje de la viga externa.

$$\frac{M_{CT}(x)}{\ell_o - x} = \frac{M_{CM} + M_{CT}}{\ell_o} \quad (4.106)$$

$$M_{CT}(x) = (M_{CM} + M_{CT}) \times (1 - (x/\ell_o)) \quad (4.107)$$

Expresiones de momentos por carga muerta para cada elemento colaborante en función de la distancia (x)

- Protección lateral

$$M_{Pb}(x) = -P_b \times [(L_V - d_{CB}) + x] + R_{Pb} \times x \quad (4.108)$$

- Losa del voladizo

$$M_D(x) = -W_D \times L_V \times (L_V/2 + x) + R_D \times x \quad (4.109)$$

- Losa del tablero interior

$$M_S(x) = -W_S \times (x^2/2) + R_S \times x \quad (4.110)$$

- Capa de rodadura

$$M_{DW}(x) = 0,00 \quad (4.111)$$

Según las especificaciones AASHTO, la contribución de la capa de rodadura se considera nula:

$$Mu(x) = n \times [\gamma_{DC} \times M_{DC}(x) + \gamma_{DW} \times M_{DW}(x) + \gamma_{CT} \times M_{CT}(x)] \quad (4.112)$$

Para cubrir incertidumbres del análisis teórico al valor de (x) se añade 15 veces el diámetro de la varilla:

$$\ell = 15 \times (d_b) \quad (4.113)$$

$$\ell_{TOTAL} = \ell + x \quad (4.114)$$

Se verifica (ℓ_{TOTAL}) con la longitud de desarrollo (ℓ_{db}), medida desde la cara de la viga se selecciona el mayor entre:

$$\ell_{db} = 0,02 \times \frac{As \times fy}{\sqrt{f'c}} \quad (4.115)$$

$$\ell_{db} \geq 0,06 \times d_b \times fy \quad (4.116)$$

Si los factores de modificación son:

- $f_1 = 1,00$, garantiza un recubrimiento adecuado a paquetes de varillas.
- $f_2 = 1,20$, para el caso de armadura recubierta con resina epóxica.

$$\ell_d = \ell_{db} \times f_1 \times f_2 \quad (4.117)$$

Se procede a comparar los requerimientos por momento resistente:

Si $\ell_{TOTAL} > \ell_d + (bw/2)$, se extiende la varilla adicional hasta una longitud (ℓ_{TOTAL}), medida desde el eje de la viga exterior hacia el interior del tablero.

Armadura inferior del voladizo [10]

En la parte inferior de la losa del voladizo para garantizar la configuración de la pieza se proporciona un tercio de la armadura positiva del vano (A.5.14.1.5.2a)

$$As_{TOTAL}^+ = As^+ + As^+/3 \quad (4.118)$$

La separación de las varillas debe cumplir con las siguientes restricciones:

$$s \leq 3 \times t_{LOSA} \quad (4.119)$$

$$s \leq 450mm \quad (4.120)$$

3.1.4. DISEÑO DE PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA CON VIGAS DE ACERO

Una sección compuesta se define por estar constituida por diferentes materiales asimilando su comportamiento entre sus propiedades mecánicas y la conexión entre estos.

- **MATERIAL. ACERO ESTRUCTURAL**

El acero estructural es un material proveniente de una aleación basada en hierro que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros metales.

Composición

a) Elementos principales [37]

- **Hierro (Fe)** es el elemento maleable más utilizado y el más abundante en el planeta. Elemento que en cantidad es el que mayor aporta a la creación del acero con un porcentaje variante superior al 90% dependiendo del fin que se necesite, colabora con la deformabilidad del acero, haciendo que este pueda deformarse antes de su rotura, es decir el hierro es el elemento que le da ductilidad al acero.
- **Carbono (C)** es el elemento más efectivo, eficiente y de bajo costo, es el elemento responsable de dar la dureza y alta resistencia al acero. Se debe tomar en cuenta que, a mayor cantidad de carbono se presente en el acero se tiene mayor resistencia, pero se pierde en ductilidad; pero si se tiene menor cantidad de carbono el material es más deformable, pero menos resistente.

Cuadro 4.9 Clasificación de los aceros según su contenido de carbono según la norma CENIM (Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas de Sevilla España) [38]

%Carbono	Denominación	Resistencia
0.1-0.2	Aceros extrasuaves	38-48 kg/mm ²
0.2-0.3	Aceros suaves	48-55 kg/mm ²
0.3-0.4	Aceros semisuaves	55-62 kg/mm ²
0.4-0.5	Aceros semiduros	62-70 kg/mm ²
0.5-0.6	Aceros duros	70-75 kg/mm ²
0.6-0.7	Aceros extraduros	75-80 kg/mm ²

b) Elementos secundarios [37]

Los elementos secundarios según su porcentaje, ofrecen características específicas para determinadas aplicaciones.

- **Aluminio (Al) y Titanio (Ti)** se utilizan para estabilizar y desoxidar al acero, pocas veces se usa en soldaduras.
- **Boro (B)** aumenta la capacidad de endurecimiento cuando el acero está totalmente desoxidado, proporciona al acero características de revestimiento duro.
- **Cromo (Cr)** aumenta la resistencia a altas temperaturas y evita la corrosión, es un elemento principal de aleación en aceros inoxidables, se utiliza en recubrimientos duros de gran resistencia al desgaste.
- **Manganeso (Mn)** elemento indispensable en toda aleación de acero, con excepción de los procesos de laminación, se usa para desoxidar y aumentar su capacidad de endurecimiento.

- **Molibdeno (Mo) y Níquel (Ni)** aumentan el endurecimiento del acero, así como su resistencia al impacto, mejora la resistencia del acero a las bajas temperaturas, reduce la pérdida de resistencia por templeado, en aceros inoxidables se usan para mejorar la resistencia a la corrosión.
- **Plomo (Pb)** mejorar en gran manera su maquinabilidad.
- **Tungsteno (W)** se añade para impartir gran resistencia a alta temperatura.
- **Vanadio (V)** reduce la pérdida de resistencia durante el templeado, aumentando por lo tanto la capacidad de endurecimiento.

c) Elementos secundarios considerados como impurezas [39]

- **Azufre (S)** es un elemento perjudicial en las aleaciones de acero. Sin embargo, en ocasiones se agrega hasta 0.25% de azufre para mejorar la maquinabilidad. Los aceros altos en azufre son difíciles de soldar pueden causar porosidad en soldaduras.
- **Fósforo (P)** reduce la ductilidad y la resistencia al impacto. Sin embargo, en algunos tipos de aceros se agrega deliberadamente para aumentar su resistencia a la tensión y mejorar la maquinabilidad.
- **Nitrógeno (N)** afecta a las propiedades mecánicas del acero, se usa para reducir la cantidad de níquel en aceros inoxidables.

El acero es utilizado en perfiles estructurales, sean vigas, columnas, cables, barras, placas cumpliendo con los requisitos de tenacidad y soldabilidad en los distintos sistemas constructivos; sistema de vigas, pórticos, arcos, celosías, sistemas atirantados y sistemas colgantes.

Las aplicaciones comunes del acero estructural en la construcción incluyen perfiles estructurales de secciones: I, H, L, T, C, O.

El uso de acero estructural en los diferentes sistemas constructivos antes mencionados se debe a que tiene un gran desempeño bajo sollicitaciones a esfuerzos de corte, torsión, y sobre todo a esfuerzos de tracción.

Propiedades mecánicas [40]

Las propiedades mecánicas del acero se detallan del diagrama esfuerzo-deformación, bajo cargas de tensión, dependiendo de su composición y de los procesos de su elaboración.

- **Comportamiento elástico.** El acero responde a la ley de Hooke, se deforma proporcionalmente a la carga que se le aplique, y una vez que esta se retire, el material retorne a su forma original (fig. 4.45).
- **Fluencia.** Se define como el esfuerzo bajo el cual el acero continúa deformándose sin necesidad de que exista un incremento de la carga actuante. El esfuerzo de fluencia es identificado por “fy”. Existen casos, en los que no se denota la zona de fluencia, esto ocurre cuando se tiene aceros estructurales trabajados en frío para alcanzar una mayor resistencia. El ASTM permite encontrar el límite de fluencia mediante un trazo paralelo al comportamiento elástico para una deformación unitaria de 0.002, el punto de cruce en curva esfuerzo-deformación corresponderá al límite de fluencia “Fy” (fig. 4.46).

- **Resistencia a la rotura (tenacidad).** Es el máximo esfuerzo que puede ser resistido por el acero, previo a su colapso.

El esfuerzo a la rotura está representado por el punto de mayor ordenada en la curva esfuerzo-deformación denominado “Fr”. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

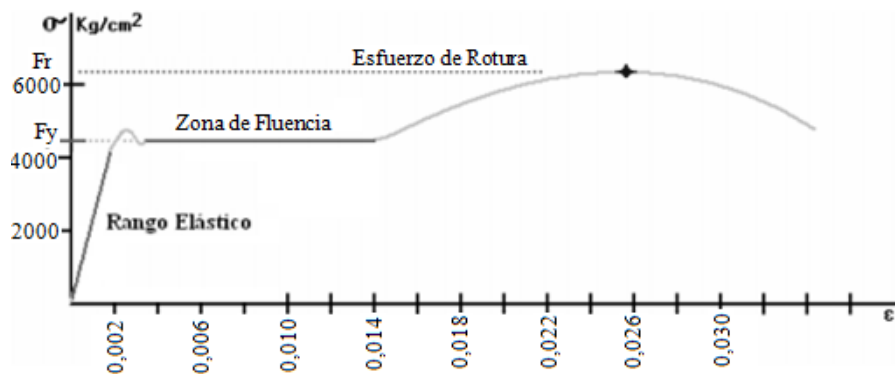


Fig. 4.29 Comportamiento elástico, fluencia y esfuerzo de rotura del acero [40]

Para aceros estructurales trabajados en frío, el esfuerzo de rotura también se lo ubica en el punto de máxima ordenada de la gráfica.

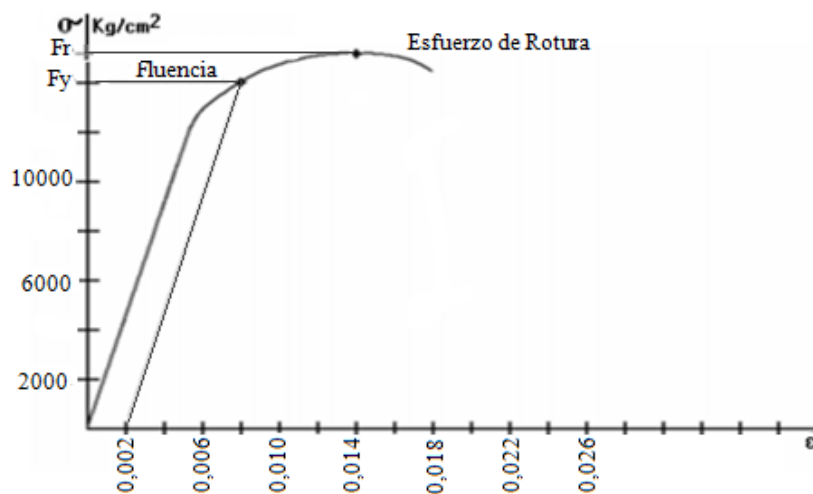


Fig.4.30 Fluencia y esfuerzo de rotura de aceros trabajados en frío [40]

- **Módulo de elasticidad.** Referente a la gráfica, se la define por la pendiente que tiene la recta que identifica al comportamiento elástico, es decir, es la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria.

Existen varios aceros estructurales con sus respectivas características diferenciándose a si uno de otro, sin embargo, su módulo de elasticidad será siendo el mismo para cualquiera de estos.

$$E_s = 20 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

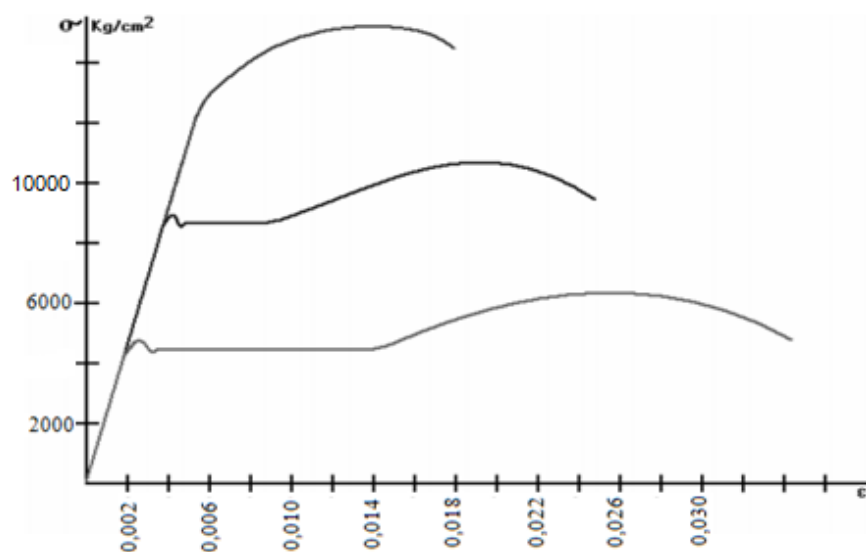


Fig. 4.31 Módulo de elasticidad para distintos tipos de aceros [40]

- **Ductilidad.** La ductilidad del acero sometido a tracción es la capacidad para deformarse bajo carga sin romperse, una vez superado el límite elástico. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.

Un acero dúctil cuando está próximo al colapso, advierte su situación experimentando grandes deformaciones; mientras que en un acero frágil, su colapso se da de forma espontánea sin previo aviso, con deformaciones muy pequeñas, su rotura se produce cuando se sobrepasa la carga respectiva al límite elástico.

La ductilidad permite efectuar la redistribución de momentos en elementos continuos a flexión como vigas, propiedad muy deseable en todos los casos e imprescindible en las situaciones de estructuras sometidas a determinadas sollicitaciones sean estas sísmicas, dinámicas o de impacto.

La ductilidad del acero se puede determinar mediante dos formas:

- Por deformación

Mediante la relación existente de las deformaciones unitarias correspondientes a la iniciación de fluencia (ϵ_y), respecto a la de rotura (ϵ_u).

$$D = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (4.121)$$

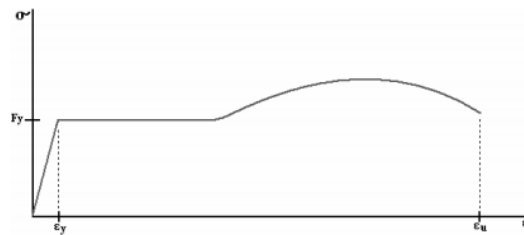


Fig.4.32 Ductilidad por deformación [40]

- Por energía de deformación

Esto se da mediante la relación entre las áreas respectivas del diagrama esfuerzo-deformación, correspondientes al área limitada en la iniciación de fluencia (A_y), respecto al área limitada por la rotura (A_u).

$$D = \frac{A_u}{A_y} \quad (4.122)$$

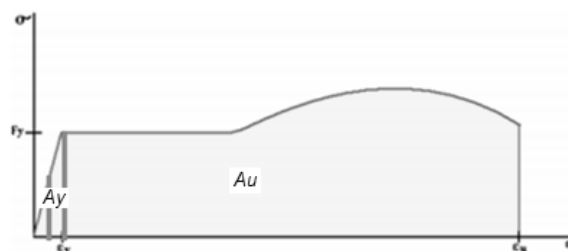


Fig.4.33 Ductilidad por energía de deformación [40]

- **Plasticidad:** Es la capacidad de deformación de un metal antes que se rompa; si la deformación se produce por alargamiento se denomina ductilidad y por compresión, se llama maleabilidad, tal es el caso de los aceros con poco contenido de carbono.
- **Densidad.** Se refiere a la cantidad de masa contenida en un determinado volumen, la densidad del acero es de 7850 kg/m³.
- **Resistencia a la corrosión.** Si el medio en donde se va a emplear el acero son ambientes agresivos, se debe usar aceros ricos en molibdeno (Mb), níquel (Ni) y cromo (Cr).
- **Resilencia.** Es la capacidad que presentan los materiales para absorber energía por unidad de volumen en la zona elástica.
- **Facilidad de corte.** Es la capacidad de poder separarse en trozos regulares con herramientas cortantes.

Cuidados pertinentes [41]

- **Fatiga:** La resistencia del acero puede reducirse si se le somete a un gran número de inversiones de esfuerzos.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Las secciones diseñadas en acero resultan ser esbeltas debido a la alta resistencia que este presenta. El pandeo se manifiesta debido a la esbeltez del elemento, por lo que se tiene que rigidizar a la sección.
- **Corrosión:** Los aceros en su mayoría son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al medio ambiente, por lo que, se debe contribuir con un mantenimiento periódico a base de pintura.
- **Incendios:** Las manifestaciones de posibles incendios, si se eleva la temperatura considerablemente, hace que el acero pierda sus propiedades mecánicas propiciando el colapso de la estructura.

- **Perfiles laminados [42]**

La laminación se define como el proceso de conformado mediante el cual se transforma el acero en formas de barras de sección cuadrada de varios metros de largo llamadas palanquillas en barras corrugadas, lisas o perfiles. La laminación es un proceso de transformación del acero de una forma y longitud inicial a una sección final más pequeña y longitud mayor.

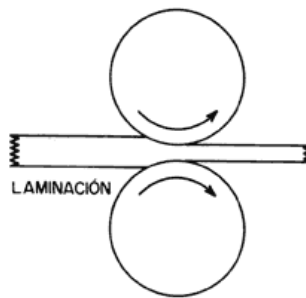


Fig. 4.34 Proceso de laminación [42]

Las características técnicas de los perfiles laminados facilitan la solución de las conexiones y uniformidad estructural, por no presentar soldaduras o costuras e inclusive un bajo nivel de tensiones residuales localizadas, gracias a la ausencia de soldadura en su proceso de fabricación. La laminación se puede realizar en caliente o en frío.

Perfiles laminados en caliente [43]

El proceso de laminado en caliente se define como la deformación plástica del metal a una temperatura superior a la de recristalización.

El acero estructural puede laminarse en gran variedad de formas y tamaños conservando sus propiedades físicas. Sin embargo, lo más aconsejable que estos presenten grandes momentos de inercia en relación con sus áreas.

El uso de agua en las líneas de enfriamiento (temple) proporciona buenas propiedades mecánicas a los perfiles, así como mejor ductilidad y soldabilidad y una mayor fuerza de rendimiento, comparable a perfiles armados, significando costos más bajos.

El acero laminado en caliente posee una laminilla superficial, no propia del acero, llamada óxido de laminación. Esta laminilla es un óxido estable, que protege en un grado mínimo la oxidación inmediata.

Los elementos estructurales laminados se forman comprimiendo el acero caliente blando rápidamente, a través de una serie de rodillos que le dan la forma de un elemento lineal con una sección transversal constante. Se moldea varillas redondas, varillas planas, y perfiles I, (W, S), T, H, L, C y Z. Los aceros estructurales para perfiles laminados en caliente se los ha agrupado por tipos y resistencia, estos son:

- **Aceros estructurales al carbón**

El más representativo en este grupo es el **A-36**, debido a que es el más utilizado en la actualidad. El punto de fluencia mínimo del A-36 es de 2530 kg/cm² y su resistencia a la tensión varía de 4080 a 5625 kg/cm².

- **Aceros de alta resistencia y baja aleación**

Estos tipos de acero incluyen varios niveles de resistencia y también aceros cuya composición química varía para adaptarse a los diferentes requisitos de construcción. El ASTM, recomienda:

A-440, acero económico para la construcción remachada y atornillada.

A-441, se recomienda para construcción soldada, aunque también puede usarse en aplicaciones remachadas y atornilladas.

A-242, se considera un acero cuya resistencia a la corrosión, bajo condiciones atmosféricas, es igual o mayor del doble que la del acero estructural al carbono.

Los tipos de aceros, mencionados anteriormente tienen un punto de fluencia mínimo que varía debido al espesor de 2955 a 3515 kg/cm² y con una resistencia mínima de 4430 a 4929 kg/cm².

- **Aceros al carbón tratados y templados**

Aceros que presentan una resistencia que varía de 3515 a 7030 kg/cm². Estos no llevan una clasificación dentro de la ASTM, debido que son de propiedad de empresas fundidoras, que no han registrado la clasificación respectiva. Se pueden obtener bajo una condición normalizada de templados o tratados, y sus resistencias depende de la cantidad de carbono, de un proceso de templado y de tratamiento térmico. Su resistencia mínima a la fluencia, medida por efecto de su alargamiento bajo carga es de 5625 kg/cm² y su resistencia mínima a tensión es de 7030 kg/cm².

- **Aceros de aleación tratados y templados**

Aceros que requieren a más del carbono, varios elementos de aleación y tratamientos térmicos para lograr sus elevadas resistencias de fluencia y de tensión. Son similares a los aceros de alta resistencia y baja aleación, debido a que presenta niveles de resistencia para diferentes espesores.

A-514 es el más representativo de este grupo con un punto de fluencia mínimo de 7030 kg/cm² y una resistencia a la tensión de 8095 a 9490 kg/cm².

Este grupo se caracteriza por ser soldable y por tener una gran resistencia a la corrosión atmosférica equivalente al doble de la del acero estructural al carbono. En casos de que se requiera resistencia a la abrasión por impacto se realizan ligeras modificaciones en su composición química.

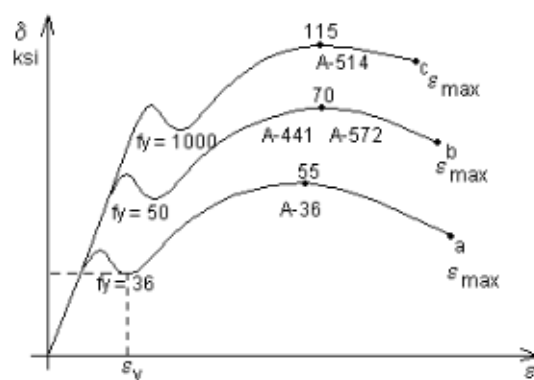


Fig.4.35 Curvas esfuerzo-deformación para varios tipos de aceros estructurales [44]

Cuadro.4.10 Propiedades, usos y designaciones de los aceros estructurales según la ASTM [44]

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y , en ksi	Resistencia mínima especificada a la tensión F_u , en ksi
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si su espesor es mayor de 8 pulg	58 - 80
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta de 1/2 pulg	Similar al A36	42 - 50	60 - 100
A572	Columbio-vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con F_y grado 55 o mayor	42 - 65	60 - 80
A242	De alta resistencia baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42 - 50	63 - 70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	42 - 50	63 - 70
A852	Aleación templada y revenida	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción soldada o atornillada, principalmente para puentes y edificios soldados. Proceso de soldadura de importancia fundamental	70	90 - 110
A514	Baja aleación templada y revenida	Placas solo de 2.5 a 6 pulg.	Estructura soldada con gran atención a la técnica; no se recomienda si la ductilidad es importante	90 - 100	100 - 130

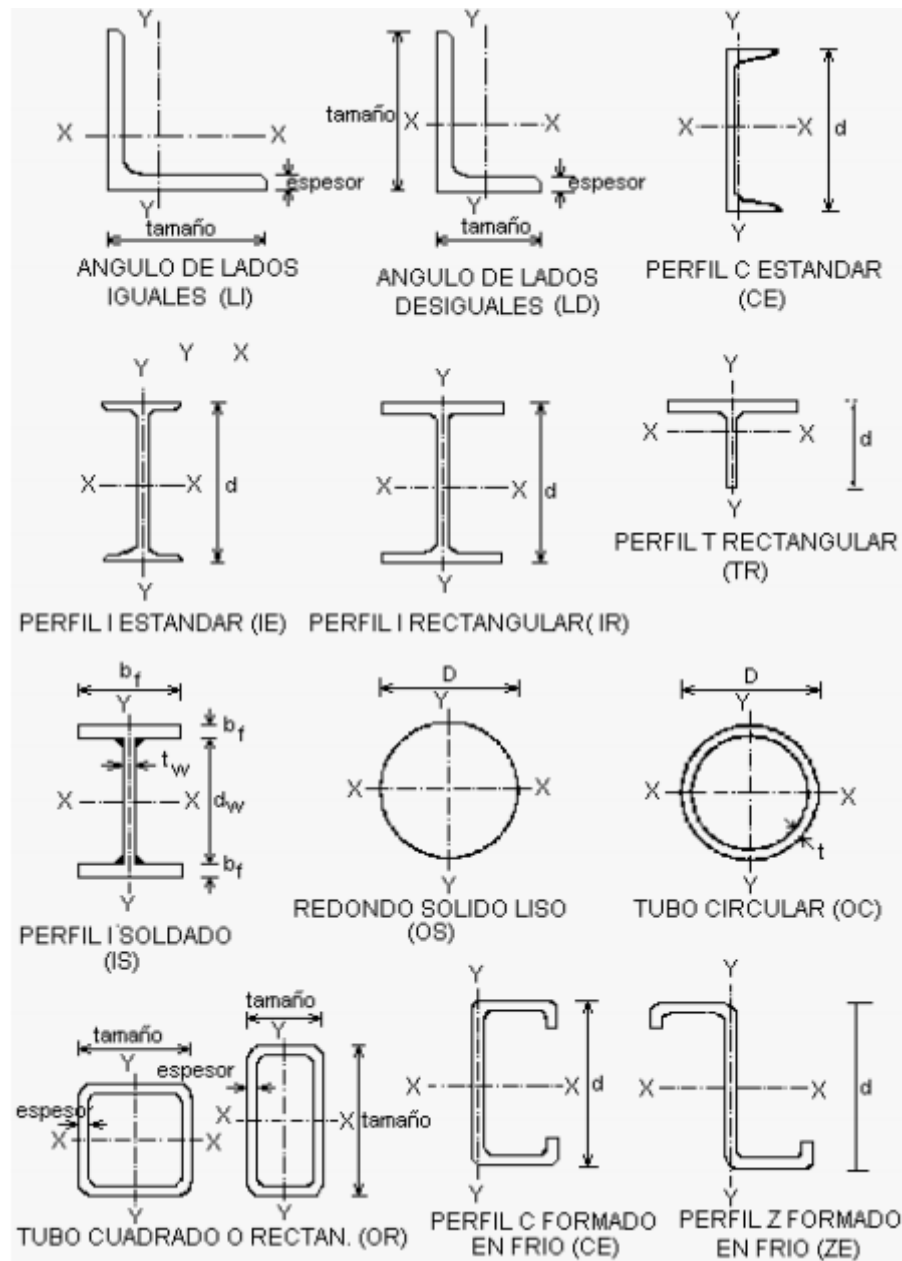


Fig.4.36 Perfiles laminados en caliente [45]

Perfiles soldados y electrosoldados [36]

Estos se fabrican a partir de bandas de acero estructural generalmente de forma rectangular laminados en caliente mediante el corte, la composición y soldadura de chapas planas de acero, bajo un proceso continuo y automático de alta productividad. Permite obtener variedad de perfiles de diferentes secciones y longitudes.

Perfiles laminados en frío [46]

Los perfiles laminados en frío, conocidos en su gran mayoría como elementos estructurales de lámina delgada se usan ampliamente en estructuras sometidas a cargas ligeras y moderadas o bien, en claros cortos, para tales estructuras es antieconómica la utilización de perfiles laminados en caliente, por ser muy pequeño el esfuerzo desarrollado por el perfil disponible.

La ventaja de los elementos de lámina delgada se manifiesta en la facilidad en conformar una gran variedad de perfiles, diseñados para utilizar el material con efectividad, para simplificar y acelerar los procesos de construcción, refleja una considerable economía mediante la producción en serie de elementos estructurales estandarizados. La forma de los miembros de calibre delgado varía según su aplicación.

Los elementos de lámina delgada se forman en frío, a partir de láminas o tiras de acero, con espesores que varían de 1.20 a 6.35mm. Los perfiles más comunes son C, U, Z, angulares, y perfil tipo sombrero.

Los aceros para lámina delgada de calidad estructural, están definidos en los requisitos de la especificación ASTM, entre los principales se encuentran:

A-606, chapa de acero y tiras, alta resistencia de poco recubrimiento, rolado en caliente y en frío, con mejoramiento a la resistencia a la corrosión ambiental.

A-611, chapa de acero al carbón, conformado en frío de gran calidad estructural.

A-653 / A-653M, chapa de acero, cubierto por zinc sin recubrimiento, galvanizable, para proceso de conformado en bajas temperaturas.

A-715, chapa de acero y tiras de alta resistencia, bajo recubrimiento, rolado en caliente y en frío, alta resistencia, mejorando la ductilidad.

A-792 / A-792M, chapa de acero, 55% aluminio-zinc sin recubrimiento para los procesos de conformado en bajas temperaturas.

Los miembros de lámina delgada tienen un espesor tan reducido en comparación con su ancho que se pandea bajo esfuerzos de pequeña intensidad bajo cargas de compresión o flexión. El pandeo crítico es generalmente de naturaleza local y precede al pandeo general del elemento.

Una lámina de acero muy delgada por sí sola no soporta una carga considerable, pero si esta es doblada, formando un perfil estructural, estos dobleces actúan como atiesadores, incrementando considerablemente la capacidad de carga, por lo que la resistencia y la rigidez aumentan, debido a una nueva configuración y no a su espesor, por lo que la relación resistencia-peso puede ser muy favorable.

Con este laminado se puede endurecer el metal mientras se da la forma final deseada, obteniéndose excelentes tolerancias dimensionales y acabados superficiales, sin embargo, la ductilidad, la conductividad eléctrica y la resistencia a la corrosión se deterioran generándose esfuerzos residuales.

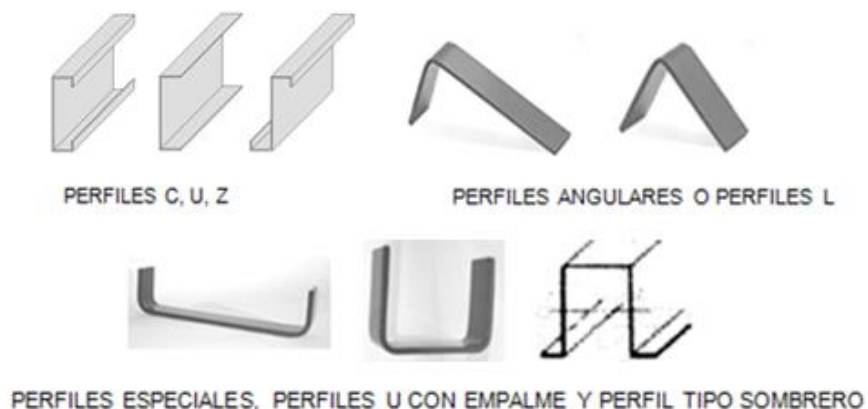


Fig.4.37 Perfiles laminados en frío [43]

DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES DE ACERO

En el diseño se aplican las especificaciones AASHTO [10] , por el método de los factores de carga y resistencia.

Materiales en la Superestructura

- Vigas:

Acero estructural: f_y

$$fb = 0,60 \times f_y \quad (4.123)$$

Donde:

- f_y = esfuerzo mínimo de fluencia (Pa)
- fb = esfuerzo admisible por flexión (Pa)

- **Predimensionamiento de vigas metálicas [36]**

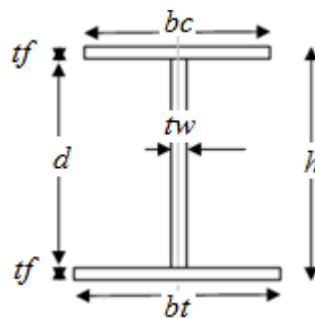


Fig. 4.38 Esquema de la viga metálica [36]

Donde:

- tf = espesor de patines
- tw = espesor del alma
- bc = longitud del ala superior
- bt = longitud del ala inferior

- d = peralte del alma
- h = altura total de viga

Para el predimensionamiento de las vigas metálicas la AASHTO [10] recomienda utilizar las siguientes relaciones:

Para el peralte del alma:

$$d \geq \frac{L}{25} \quad (4.124)$$

Donde:

- d = peralte del alma (m)
- L = longitud del tramo (m)

Para el espesor del alma:

- Sin rigidizadores longitudinales

$$t_w \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{6100} \geq \frac{d}{150} \quad (4.125)$$

- Con rigidizadores longitudinales

$$t_w \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{12200} \geq \frac{d}{300} \quad (4.126)$$

Donde:

- t_w = espesor del alma (m)
- d = peralte del alma (m)
- fb = esfuerzo admisible por flexión (Pa)

Para el espesor de patines superior e inferior (t_f):

$$t_f \geq 0,03m \quad (4.127)$$

Para el ancho del ala superior (b_c) (6.10.2.2):

$$\frac{b_c}{2 \times t_f} \leq 12,00 \quad (4.128)$$

$$t_f \geq 1,10 \times t_w \quad (4.129)$$

Para el ancho del ala inferior (b_t) (6.10.2.2):

$$b_t \geq b_c \quad (4.130)$$

$$b_c \geq d/6 \quad (4.131)$$

$$0,10 \leq b_c/b_t \leq 1,00 \quad (4.132)$$

Análisis de cargas

Para el diseño de vigas se analizan las cargas permanentes que actúan sobre cada una de estas, cargas que se distribuyen de la siguiente manera:

- **Análisis de viga sola:** [36]

Primera etapa: Construcción del tablero armado

La sección resistente es la sección de viga metálica. En esta etapa las cargas actuantes (W) son las proporcionadas por el peso propio de viga más el peso propio del tablero (w_{D1}) en (N/m)

$$W = w_{D1} \quad (4.133)$$

Momento por carga muerta, en el centro de luz (M_{D1}) en ($N \cdot m$)

$$M_{D1} = \frac{w_{D1} \times L^2}{8} \quad (4.134)$$

Donde:

- L = longitud del tramo (m)

Cálculo de los módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c) en (m^3)

$$Z_c = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_c} \quad (4.135)$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t) en (m^3)

$$Z_t = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_t} \quad (4.136)$$

Donde:

- I_{CG} = inercia con respecto al centro de gravedad (m^4)
- \bar{y}_c = distancia entre la fibra más extrema sometida a compresión y el centro de gravedad de la sección (m)
- \bar{y}_t = distancia entre la fibra más extrema sometida a tracción y el centro de gravedad de la sección (m)

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga (f_c) en (Pa)

$$f_c = \frac{M_{D1}}{Z_c} \quad (4.137)$$

Donde:

- M_{D1} = momento debido a la carga muerta por el peso propio (Tablero + Protección Lateral) ($N \cdot m$)
- Z_c = módulo seccional a la fibra más extrema sometida a compresión (m^3)

- Esfuerzo de tracción en la fibra superior de la viga (f_t) en (Pa)

$$f_t = \frac{M_{D1}}{Z_t} \quad (4.138)$$

En donde:

- M_{D1} = momento debido a la carga muerta por el peso propio (Tablero + Protección Lateral) ($N \cdot m$)
- Z_t = módulo seccional a la fibra más extrema sometida a tracción (m^3)

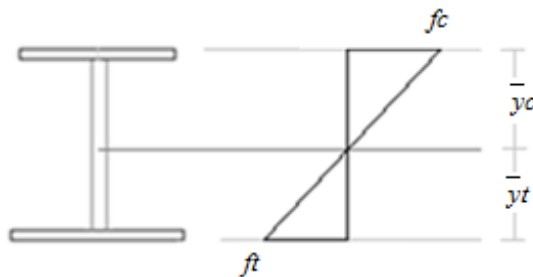


Fig. 4.39 Diagrama de esfuerzos (1era etapa) [36]

Cálculo de los efectos por carga muerta

Cortantes y momentos máximos sin factorizar:

Para una viga simplemente apoyada con una luz (L) cargada con una carga uniformemente distribuida (w), el cortante (V_x) y el momento (M_x) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados por:

$$V_x = w \times (0,50L - x) \quad (4.139)$$

$$M_x = x(L - x) \times 0,50w \quad (4.140)$$

(w) se refiere, para protección lateral, tablero, viga y carpeta asfáltica independientemente uno de otro, tanto para cortantes y momentos.

Análisis de la sección compuesta (B/3n)

Propiedades de la sección compuesta

- D1 = peso de viga y losa.
Elemento soportante = viga
- D2 = peso de protección lateral y capa de rodadura.
Elemento soportante = sección compuesta a largo plazo (3n)
- $(1 + IM)_{LL}$ = carga viva con impacto.
Elemento soportante = sección compuesta a corto plazo (n)

Segunda etapa: Sección compuesta (peso propio) [36]

Momento por carga muerta, en el centro de luz (M_{D2}) en ($N \cdot m$)

$$M_{D2} = \frac{w_{D2} \times L^2}{8} \quad (4.141)$$

Donde:

- w_{D2} = carga actuante proporcionada por el peso propio de protección lateral y capa de rodadura (N/m)
- L = longitud del tramo (m)

Sección resistente:

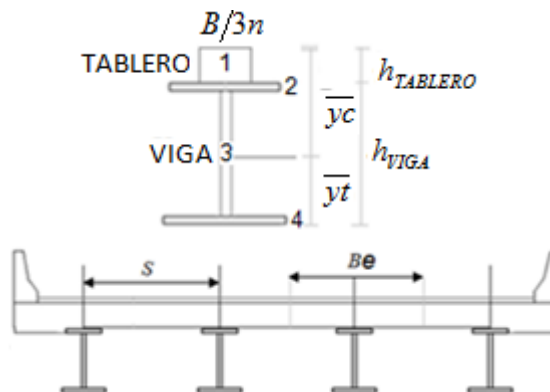


Fig. 4.40 Sección resistente (2da etapa) [36]

Ancho efectivo de tablero (Be) en (m)

El ancho de tablero que trabaja en conjunto con las vigas, es el menor de las siguientes distancias:

Para vigas interiores ($Be_{INTERIOR}$):

- Un cuarto de la longitud de luz

$$Be = L/4 \quad (4.142)$$

- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga

$$Be = 12 \times \left[\left(\frac{h_{INT} + h_{EXT}}{2} \right) + \left(\frac{bc}{2} \right) \right] \quad (4.143)$$

- La distancia entre vigas adjuntas

$$Be = S \quad (4.144)$$

Para vigas exteriores ($Be_{EXTERIOR}$):

- Un octavo de la longitud de luz

$$Be = L/8 \quad (4.145)$$

- Seis veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga

$$Be = 6 \times \left[\left(\frac{h_{INT} + h_{EXT}}{2} \right) + \left(\frac{bc}{2} \right) \right] \quad (4.146)$$

- La longitud del volado

$$Be = L_v \quad (4.147)$$

Sección equivalente por cargas de peso de protección lateral y capa de rodadura $Be_{INTERIOR} / 3 \times n$

Relación entre módulos de elasticidad (n) número entero:

$$n = \frac{Es}{Ec} \quad (4.148)$$

Donde:

- Es = Módulo de elasticidad del acero (Pa)
- Ec = Módulo de elasticidad del hormigón (Pa)

Cálculo de los módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Zc) en (m^3)
- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Zt) en (m^3)
- Módulo seccional correspondiente a la fibra inferior del tablero (Z_{L-V}) en (m^3)

$$Z_{L-V} = \frac{I_{CG}}{yc - h_{LOSA}} \quad (4.149)$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga compuesta (fc) en (Pa)

$$fc = \frac{M_{D2}}{Zc} \quad (4.150)$$

- Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga compuesta (ft) en (Pa)

$$ft = \frac{M_{D2}}{Zt} \quad (4.151)$$

Donde:

- M_{D2} = momento debido a la carga muerta por el peso de protección lateral y capa de rodadura ($N \cdot m$)
 - Z_c = módulo seccional a la fibra más extrema sometida a compresión (m^3)
 - Z_t = módulo seccional a la fibra más extrema sometida a tracción (m^3)
- Esfuerzo en la fibra inferior del tablero (f_{L-V}) en (Pa)

$$f_{L-V} = \frac{M_{D2}}{Z_{L-V}} \quad (4.152)$$

Donde:

- Z_{L-V} = módulo seccional correspondiente a la fibra inferior del tablero (m^3)

Esfuerzos reales del hormigón

- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero ($f_{c_SUPERIOR}$) en (Pa):

$$f_{c_SUPERIOR} = \frac{f_c}{3 \times n} \quad (4.153)$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero ($f_{c_INFERIOR}$) en (Pa):

$$f_{c_INFERIOR} = \frac{f_{L-V}}{3 \times n} \quad (4.154)$$

Donde:

- n = relación entre módulos de elasticidad
- f_c = resistencia a la compresión del hormigón (Pa)
- f_{L-V} = esfuerzo en la fibra inferior del tablero (Pa)

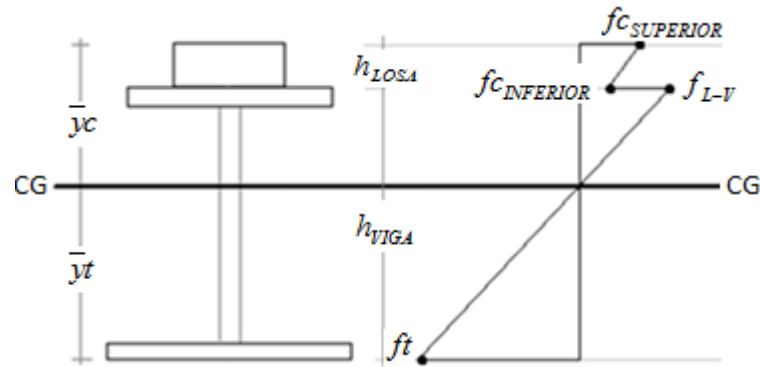


Fig. 4.41 Diagrama de esfuerzos (2da etapa) [36]

Los esfuerzos finales correspondientes al (puente vacío) se obtienen mediante la sumatoria de los esfuerzos de la primera etapa más los esfuerzos de la segunda etapa.

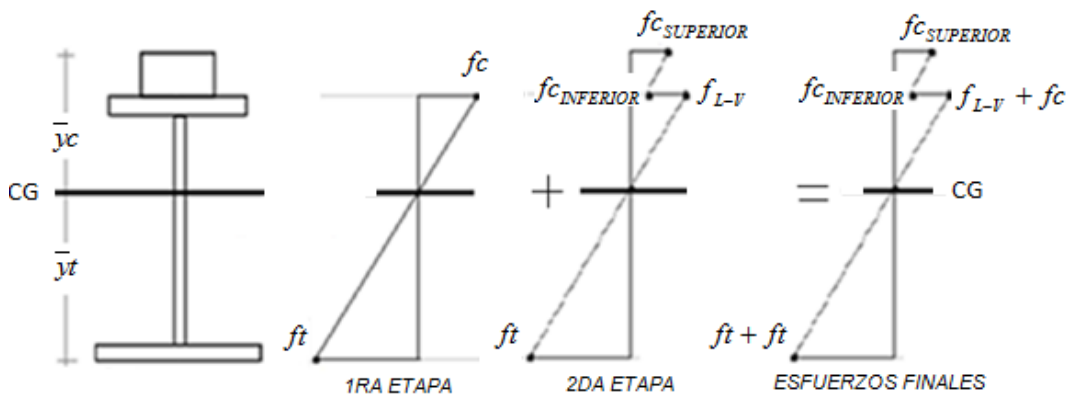


Fig. 4.42 Diagrama de esfuerzos finales (peso propio) [36]

Análisis del puente en servicio [36]

Tercera Etapa: Sección compuesta del puente en servicio

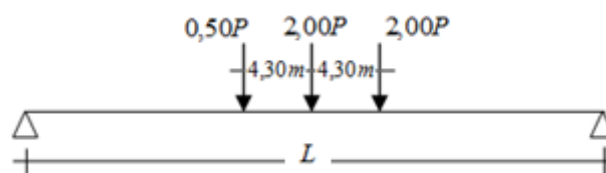


Fig. 4.43 Posición del vehículo (C.V. Diseño HL-93) [12]

Cálculo de los esfuerzos por carga viva (C.V.):

El parámetro de rigidez longitudinal (kg), se deberá tomar como:

$$kg = n \times (I + (A \times eg^2)) \quad (4.155)$$

Donde:

- n = coeficiente modular
- I = momento de inercia de la viga (m^4)
- A = sección transversal de la viga (m^2)
- eg = distancia entre centros de gravedad de viga y tablero (m)

Verificación del rango de aplicabilidad:

- Distancia entre ejes longitudinales de viga

$$1100 \leq S \leq 4900 \quad (4.156)$$

- Peralte de tablero

$$110 \leq h_{LOSA} \leq 300 \quad (4.157)$$

- Luz principal

$$6000 \leq L \leq 73000 \quad (4.158)$$

- Número de vigas

$$N \geq 4 \quad (4.159)$$

- Parámetro de rigidez longitudinal

$$4,00 \times 10^9 \leq kg \leq 3,00 \times 10^{12} \quad (4.160)$$

Factores de Distribución para el Estado Límite de Resistencia:

- Para momento

a) Para un carril de diseño cargado:

$$gm = 0,06 + \left[\left(\frac{S}{4300} \right)^{0,40} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0,30} \times \left(\frac{kg}{h_{LOSA}^3} \right)^{0,10} \right] \quad (4.161)$$

b) Para dos o más carriles de diseño cargados:

$$gm = 0,075 + \left[\left(\frac{S}{2900} \right)^{0,60} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0,20} \times \left(\frac{kg}{h_{LOSA}^3} \right)^{0,10} \right] \quad (4.162)$$

- Para corte

a) Para un carril de diseño cargado:

$$gm = 0,36 + \frac{S}{7600} \quad (4.163)$$

b) Para dos o más carriles de diseño cargados:

$$gm = 0,20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 \quad (4.164)$$

Sección resistente:

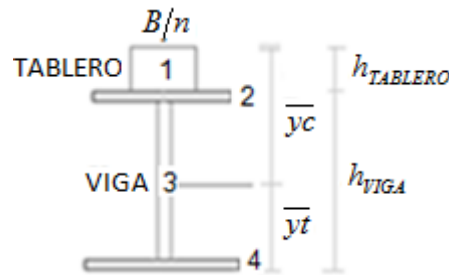


Fig. 4.44 Sección resistente (Puente en servicio) [36]

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga compuesta (f_c) en (Pa)

$$f_c = \frac{M_{CV+IM} + M_{c.eq.}}{Z_c} \quad (4.165)$$

- Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga compuesta (f_t) en (Pa)

$$f_t = \frac{M_{CV+IM} + M_{c.eq.}}{Z_t} \quad (4.166)$$

- Esfuerzo en la fibra inferior de la losa (f_{L-V}) en (Pa)

$$f_{L-V} = \frac{M_{CV+IM} + M_{c.eq.}}{Z_{L-V}} \quad (4.167)$$

En donde:

- M_{CV+IM} = momento por carga viva + impacto ($N \cdot m$)
- $M_{c.eq.}$ = momento por carga equivalente ($N \cdot m$)
- Z_c = módulo seccional a la fibra más extrema sometida a compresión (m^3)
- Z_t = módulo seccional a la fibra más extrema sometida a tracción (m^3)
- Z_{L-V} = módulo seccional correspondiente a la fibra inferior del tablero (m^3)

Esfuerzos reales del hormigón

- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero ($f_{c_SUPERIOR}$) en (Pa)

$$f_{c_SUPERIOR} = \frac{f_c}{n} \quad (4.168)$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero ($f_{c_INFERIOR}$) en (Pa)

$$f_{c_INFERIOR} = \frac{f_{L-V}}{n} \quad (4.169)$$

En donde:

- n = relación entre módulos de elasticidad
- f_c = resistencia a la compresión del hormigón (Pa)
- f_{L-V} = esfuerzo en la fibra inferior del tablero (Pa)

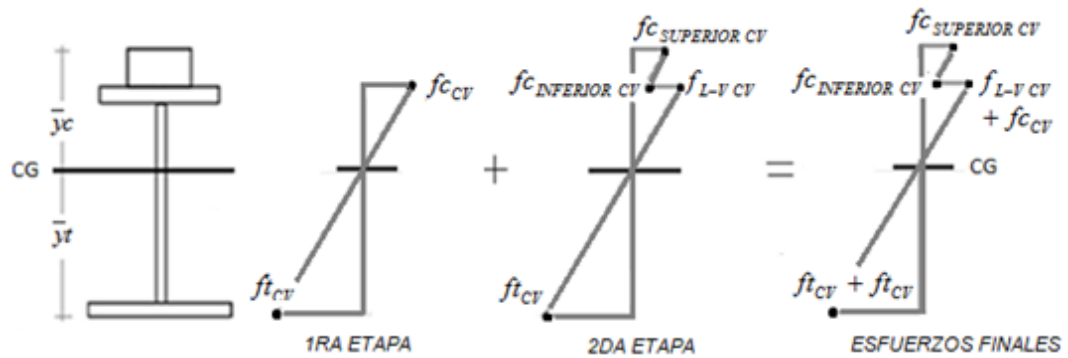


Fig. 4.45 Diagrama de esfuerzos finales (carga viva) [36]

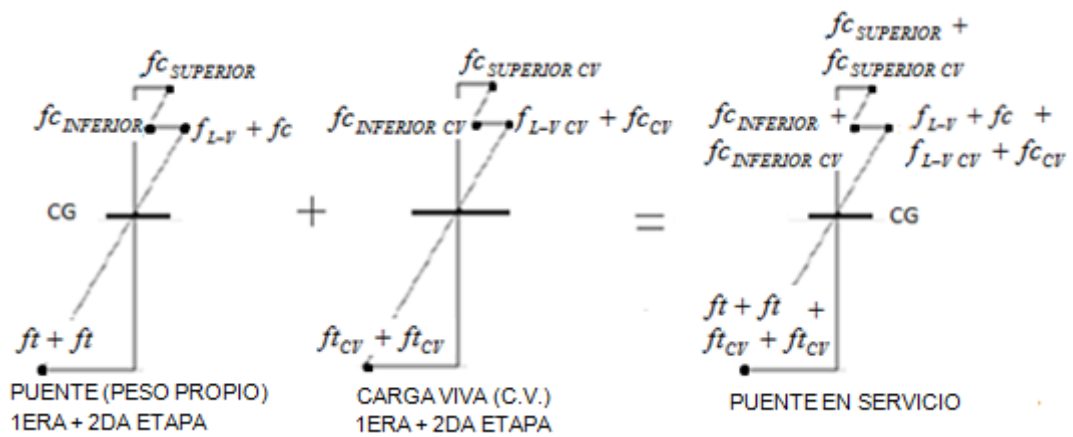


Fig. 4.46 Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio) [36]

Verificación de los esfuerzos admisibles: [36]

Hormigón: $f_{c_{ADMISIBLE}} = 0,40 \times f'_c$ (4.170)

$$f_{c_{ADMISIBLE}} > f_{c_{ACTUANTE}}$$

Acero estructural: $f_{s_{ADMISIBLE}} = 0,60 \times f_y$ (4.171)

$$f_{s_{ADMISIBLE}} > f_{s_{ACTUANTE}}$$

Efectos de carga combinados:

Factores de Carga para el Estado Límite de Resistencia 1:

- γ_{DC} = factor de carga por peso de viga más tablero
- γ_{DW} = factor de carga por peso de protección lateral más capa de rodadura
- γ_{LL} = factor por carga viva con impacto

Los momentos debidos a las cargas DC, DW y (LL+IM) son:

- $M_{DC} = M_{D1}$ = momento por peso de viga más tablero ($N \cdot m$)
- $M_{DW} = M_{D2}$ = momento por peso de protección lateral más capa de rodadura ($N \cdot m$)
- M_{CV+IM} = momento por carga viva con impacto ($N \cdot m$)

$$M = n \times [(\gamma_{DC} \times M_{DC}) + (\gamma_{DW} \times M_{DW}) + (\gamma_{LL} \times M_{CV+IM})] \quad (4.172)$$

Los cortantes debidos a las cargas DC, DW y (LL+IM) son:

- $V_{DC} = V_{D1} = V_{X_{VIGA}} + V_{X_{TABLERO}}$ = cortante por peso de viga más tablero (N)
- $V_{DW} = V_{D2} = V_{X_{PARAPETO}} + V_{X_{CAPA..DE..RODADURA}}$ = cortante por peso de protección lateral más capa de rodadura (N)
- V_{CV+IM} = cortante por carga viva con impacto (N)

$$Q_v = n \times [(\gamma_{DC} \times V_{DC}) + (\gamma_{DW} \times V_{DW}) + (\gamma_{LL} \times V_{CV+IM})] \quad (4.173)$$

Cálculo de la capacidad del Momento Plástico [36]

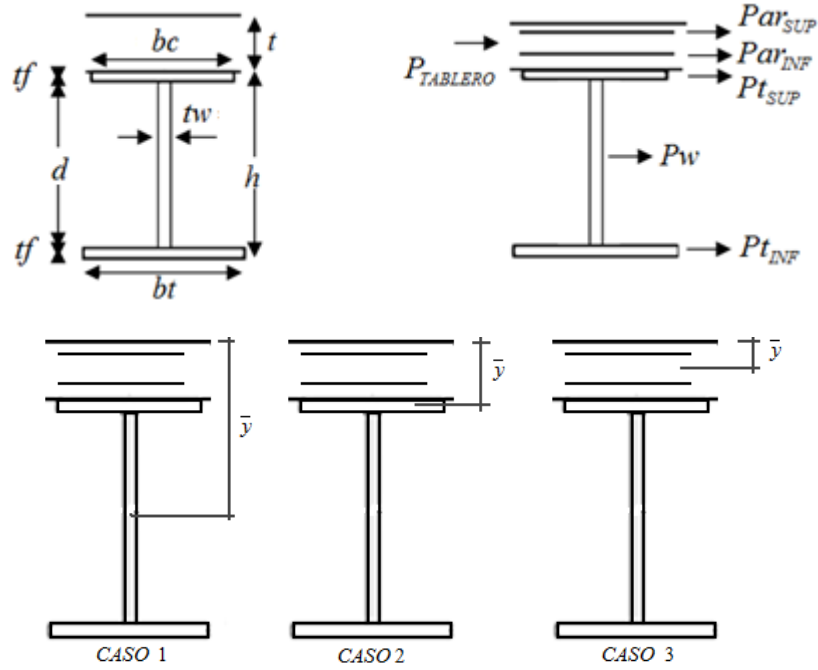


Fig. 4.47 Detalle de momento plástico. Casos [36]

Cargas soportantes en (N):

- Para el patín en tensión:

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (4.174)$$

- Para el alma:

$$Pw = fy \times tw \times d \quad (4.175)$$

- Para el patín en compresión:

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad (4.176)$$

- Para el tablero:

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'c \times be \times t \quad (4.177)$$

- Para la armadura (varillas corrugadas) As^-

$$Par_{SUP} = fy \times \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (4.178)$$

- Para la armadura (varillas corrugadas) A_s^+

$$Par_{INF} = fy \times (\pi \times d^2 / 2) \quad (4.179)$$

Localización del eje neutro plástico

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_W \geq Pt_{SUP} + P_{LOSA} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (4.180)$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} \geq P_{LOSA} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (4.181)$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en la losa

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} \geq P_{LOSA} (d_{SUP}/t) + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (4.182)$$

Ubicación del eje neutro plástico

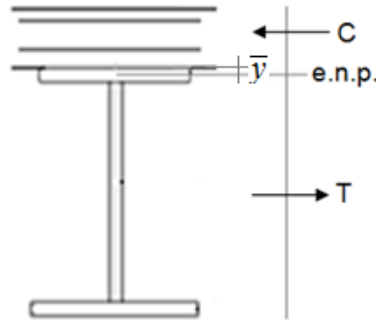


Fig. 4.48 Diagrama de esfuerzos. Eje neutro plástico (e.n.p.) [36]

$$C = T \quad (4.183)$$

$$(0,85 \times f'c \times be \times t) + (fy \times bc \times \bar{y}) = fy \times (A_{VIGA} - (bc \times \bar{y}))$$

$$\bar{y} = \frac{fy \times A_{VIGA} - (0,85 \times f'c \times be \times t)}{2 \times (fy \times bc)} \quad (4.184)$$

Capacidad de momento plástico [36]

Momento nominal ($Mn_{e.n.p.}$):

$$Mn_{e.n.p.} = 0,85 \times f'c \times be \times t \times \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 \times fy \times bf \times \bar{y} \times \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + fy \times A_{VIGA} \times \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (4.185)$$

Momento último ($Mu_{e.n.p.}$):

$$Mu_{e.n.p.} = \phi \times Mn_{e.n.p.} \quad (4.186)$$

Donde:

- ϕ = coeficiente de última resistencia

Determinación si la sección es compacta [36]

La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede $485MPa = 4850kg/cm^2$. El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales, y la sección satisface el límite de esbeltez del alma.

$$\frac{2 \times Dcp}{tw} \leq 376 \times \sqrt{\frac{E}{fyw}} \quad (4.187)$$

Donde:

- Dcp = altura del alma en compresión en el momento plástico en (m)

Control de las deflexiones [36]

Para el cálculo de las deflexiones en la viga, se toma en cuenta el efecto de carga viva más la carga muerta. ($C.M. + C.V.$)

$$\Delta = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E \times I} \quad (4.188)$$

Donde:

- Δ = deflexión de la viga debido a (C.M.) en (m)
- w = peso de D1 (losa + tablero) + peso de D2 (protección lateral + capa de rodadura). $w = w_{D1} + w_{D2}$ en (N/m)
- L = longitud del vano principal en (m)
- E = módulo de elasticidad del acero (viga) en (Pa)
- I = inercia de la viga (puente en servicio) en (m^4)

La deflexión calculada por carga muerta (C.M.) sirve para establecer la contraflecha que se da en el armado de la viga, la deflexión calculada por (C.V.) no debe exceder los valores establecidos por el especificaciones AASHTO [10]

$$\Delta_{MAX} = L/360 \quad (4.189)$$

$$\Delta < \Delta_{MAX} \quad (4.190)$$

• Diseño por cortante [36]

Sección de diseño de la viga en el apoyo, en el estribo:

$$Vu \leq \phi \times Vn \quad (4.191)$$

Donde:

- ϕ = factor de resistencia para cortante
- Vn = resistencia nominal al corte (N)

Determinación del radio (C):

$$\frac{d}{tw} \leq 1,12 \times \sqrt{\frac{5 \times E}{Fyw}} \quad (4.192)$$

Si “no cumple” se lo calcula de la siguiente manera:

$$C = \frac{1,12}{d/tw} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{fyw}} \quad (4.193)$$

$$Vn = 0,58 \times fyw \times Aw \times C \quad (4.194)$$

Donde:

- V_n = cortante nominal en (N)
- A_w = área del alma de viga (m^2)
- f_{yw} = fluencia del acero de la viga (Pa)

$$V_u = \phi \times V_n \quad (4.195)$$

Cortante último resistente (V_u) \geq Cortante actuante (Q_v)

DISEÑO DE ATIESADORES O RIGIDIZADORES [10]

Disposiciones generales (6.10.11.1.1) [10]

Los rigidizadores transversales deberán consistir en placas o perfiles soldados o abulonados a uno o ambos lados del alma.

Los rigidizadores que no se utilicen como placas de unión deberán apoyar firmemente en el ala de compresión, pero no es necesario que estén en contacto pleno con el ala de tracción.

Los rigidizadores que se utilicen como placas de unión para diafragmas o marcos transversales se deberán conectar a ambas alas mediante soldaduras o bulones. Para las almas en las cuales (6.10.11.1.1-1):

$$\frac{d}{t_w} \leq 2,50 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad (4.196)$$

Donde:

- d = altura de del alma de la viga (m)
- t_w = espesor del alma (m)
- E = módulo de elasticidad del acero (Pa)
- F_{yw} = esfuerzo a la fluencia del acero (Pa)

- **RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO** [10]

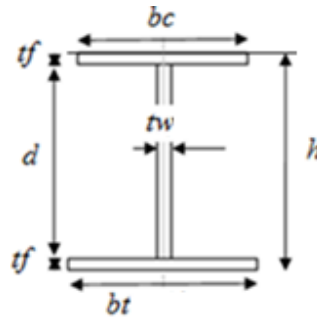


Fig. 4.49 Detalle de viga predimensionada [36]

Ancho del rigidizador (br)

El ancho del rigidizador es la mayor dimensión de (6.10.11.1.2-1):

$$a) \quad br = 0,25 \times bt \quad (4.197)$$

$$b) \quad br \geq 50 + h/30 \quad (4.198)$$

Espesor del rigidizador (tr)

$$tr = br/16 \quad (4.199)$$

Condición para que el dimensionamiento tanto del ancho como del espesor del rigidizador sea aceptado, cuando los rigidizadores que se utilicen como placas de unión debe cumplir (6.10.11.1.2-2):

$$16 \times tr \geq br \geq 0,25 \times bc \quad (4.200)$$

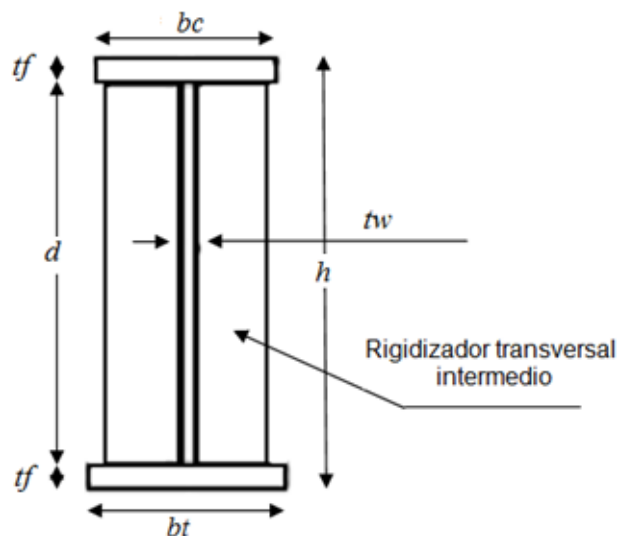


Fig. 4.50 Dimensionamiento del rigidizador transversal intermedio

El primer rigidizador debe colocarse a una distancia: $d/2$ [10]

Los rigidizadores transversales se pueden interrumpir antes de llegar al patín a tensión siempre y cuando no deban transmitir una carga concentrada o una reacción. [47]

Momento de Inercia (6.10.11.1.3) [10]

El momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores:

Inercia de un rigidizador transversal:

$$I_{RIG.TRANSV.} = \left[\frac{d \times br^3}{12} + \left(d \times br \times \left(\frac{tw}{2} + \frac{br}{2} \right)^2 \right) \right] \quad (4.201)$$

Inercia de un par de rigidizador transversal (uno a cada lado del alma):

$$I_{RIG.TRANSV.} = 2 \times \left[\frac{d \times br^3}{12} + \left(d \times br \times \left(\frac{tw}{2} + \frac{br}{2} \right)^2 \right) \right] \quad (4.202)$$

Espaciamiento entre rigidizadores intermedios (s_{do}) [10]

El espaciamiento adoptado entre rigidizadores intermedios debe ser el menor de los siguientes (C.6.10.2.1.1):

$$a) \quad s_{do} \leq d \times \left(\frac{260}{d/tw} \right)^2 \quad (4.203)$$

$$b) \quad s_{do} \leq 3 \times d \quad (4.204)$$

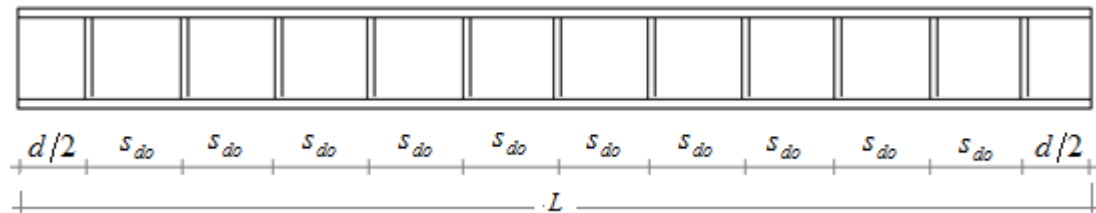


Fig. 4.51 Distribución de atiesadores o rigidizadores

- **RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE APOYO [10]**

Disposiciones generales (6.10.11.2.1)

Se debe colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en todas las ubicaciones de apoyo. Los rigidizadores de apoyo deben consistir en una o más placas o perfiles soldados o abulonados a ambos lados del alma.

Las uniones del alma se deben diseñar de manera que trasmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a cargas mayoradas. Los rigidizadores deben abarcar la totalidad de la profundidad del alma y prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas.

Ancho de rigidizador de apoyo (b_s):

$$b_s = (b_t - t_w)/2 \quad (4.205)$$

Espesor del rigidizador de apoyo (t_s):

$$t_s \geq (b_s \times f_y^{0.50})/578 \quad (4.206)$$

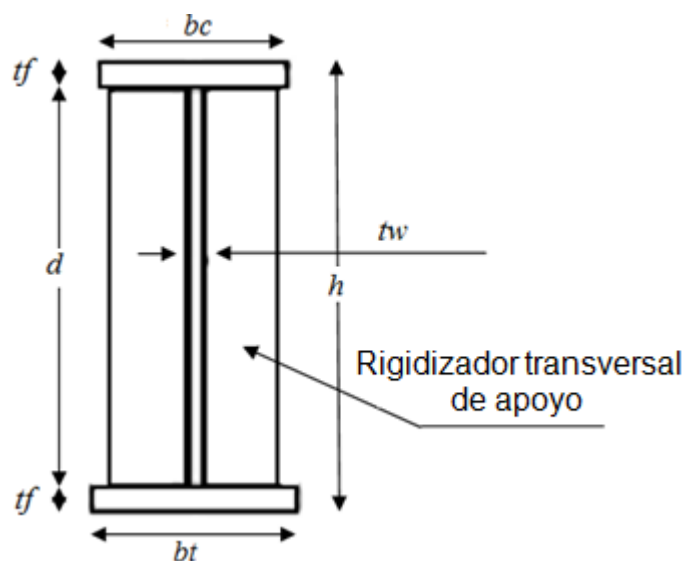


Fig. 4.52 Dimensionamiento del rigidizador transversal de apoyo

Ancho sobresaliente (6.10.11.2.2) [10]

El ancho (b_s) de cada rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$b_s \leq 0,48 \times t_s \times \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad (4.207)$$

Cálculo del área de la columna:

$$A_{COL} = 2 \times ((b_s \times t_s) + (t_w \times t_s)) \quad (4.208)$$

Momento de Inercia (6.10.11.1.3) [10]

El momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores:

Inercia de un rigidizador transversal:

$$I_{RIG.TRANSV.} = \left[\frac{d \times b_s^3}{12} + \left(d \times b_s \times \left(\frac{t_w}{2} + \frac{b_s}{2} \right)^2 \right) \right] \quad (4.209)$$

Inercia de un par de rigidizador transversal (uno a cada lado del alma):

$$I_{RIG.TRANSV.} = 2 \times \left[\frac{d \times b_s^3}{12} + \left(d \times b_s \times \left(\frac{t_w}{2} + \frac{b_s}{2} \right)^2 \right) \right] \quad (4.210)$$

Resistencia al aplastamiento (6.10.11.1.3) [10]

La resistencia mayorada al aplastamiento $(R_{APLAST})_r$ para los extremos de viga o rigidizadores transversales de apoyo se debe tomar como:

$$(R_{APLAST})_r = \phi_b \times (R_{APLAST})_n \quad (4.211)$$

Donde:

- ϕ_b = factor de resistencia para aplastamiento (6.5.4.2)
- $(R_{APLAST})_n$ = resistencia nominal al aplastamiento para los extremos (N)

$$(R_{APLAST})_n = 1,40 \times A_{pn} \times F_{yw} \quad (4.212)$$

Donde:

- A_{pn} = área de los elementos de un rigidizador que sobresalen más allá de las soldaduras de filete entre el alma y una ala, pero no más allá del borde del ala (m^2)
- F_{yw} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (Pa)

Control del pandeo: [36]

Al tener elementos esbeltos se controla el pandeo de la siguiente manera:

- Radio de giro (r) en (m)

$$r = \sqrt{\frac{I_{RIG.TRANSV.APOYO}}{A_{COL}}} \quad (4.213)$$

- Relación de esbeltez:

- k = factor de reducción

$k = 1 \Rightarrow$, los extremos pueden rotar pero no trasladarse

$$\frac{k \times l}{r} \quad (4.214)$$

Donde: $l = d$

- d = altura de del alma de la viga (m)

Esfuerzo admisible del rigidizador: [36]

Cc = propiedad de pandeo del material

$$Cc = \left(\frac{2 \times \pi^2 \times E}{fy} \right)^{0,50} \quad (4.215)$$

$Fa_{ADMISIBLE}$ = esfuerzo admisible en (Pa)

$$Fa_{ADMISIBLE} = fy \times \left(1 - \frac{(k \times l)/r}{2 \times Cc^2} \right)^2 \quad (4.216)$$

Donde: $l = d$

- E = módulo de elasticidad del acero (Pa)
- fy = esfuerzo mínimo de fluencia del acero (Pa)

Esfuerzo actuante del rigidizador: [36]

$Fa_{ACTUANTE}$ = esfuerzo actuante en (Pa)

$$Fa_{ACTUANTE} = \frac{Q_v}{A_{COL}} \quad (4.217)$$

Donde: $l = d$

- Q_v = cortante actuante en la viga (N)
- A_{COL} = área transversal de la columna de un par de rigidizadores (m^2)

$$Fa_{ADMISIBLE} > Fa_{ACTUANTE} \quad (4.218)$$

Carga máxima soportante por el rigidizador ($P_{MAX.COL.}$):

$$P_{MAX.COL.} = Fa_{ADMISIBLE} \times A_{COL} \quad (4.219)$$

$$P_{MAX.COL.} \geq Q_v \quad (4.220)$$

- **RIGIDIZADOR LONGITUDINAL [36]**

Se requiere rigidizador longitudinal si las dos siguientes desigualdades no se cumplen:

$$tw \geq d \times \frac{(0,60 \times fy)^{0,50}}{6085} \quad (4.221)$$

$$tw \geq d/170 \quad (4.222)$$

En donde:

- d = altura de del alma de la viga (m)
- tw = espesor del alma (m)

Ancho del rigidizador longitudinal (brl):

$$brl \geq 0,10m \quad (4.223)$$

Espesor mínimo del rigidizador longitudinal (trl):

$$trl \geq brl/598 \times \sqrt{0,60 \times fy} \quad (4.224)$$

Ubicación del rigidizador longitudinal [10]

Se lo ubica a una distancia igual a la quinta parte del peralte del alma de la viga $d/5$, medido desde el patín que se encuentra trabajando bajo esfuerzos de compresión, es decir desde el patín superior.

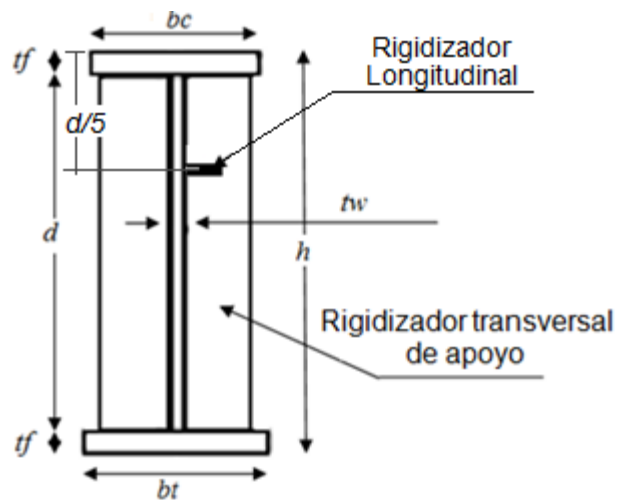


Fig. 4.53 Dimensionamiento del rigidizador longitudinal

Resistencia al pandeo flexional del alma (6.10.1.9.1) [10]

a) Almas sin rigidizadores longitudinales (6.10.1.9.1.1)

La resistencia nominal al pandeo flexional (F_{crw}) se debe tomar como:

$$F_{crw} = \frac{0,90 \times E \times k}{(d/tw)^2} \quad (4.225)$$

$$k = \frac{9}{(d_c/d)^2} \quad (4.226)$$

Donde:

- k = coeficiente de pandeo flexional
- d_c = profundidad del alma comprimida en el rango elástico (m)
- E = módulo de elasticidad del acero (Pa)

b) Almas con rigidizadores longitudinales (6.10.1.9.1.2)

En ausencia de un análisis racional alternativo, la resistencia nominal al pandeo flexional se puede determinar como si se tratase de almas sin rigidizadores longitudinales. Tomando el coeficiente de pandeo flexional de la siguiente manera:

$$\text{Si: } \frac{ds}{d_c} \geq 4, \text{ entonces: } k = \frac{5,17}{(ds/d)^2} \quad (4.227)$$

$$\text{Si: } \frac{ds}{d_c} < 4, \text{ entonces: } k = \frac{11,64}{\left(\frac{d_c - ds}{d}\right)^2} \quad (4.228)$$

Donde:

- ds = distancia entre la línea de centro del rigidizador longitudinal más próximo, o desde la línea de sujetadores perpendicular a la dirección de la carga del rigidizador longitudinal más próximo, y la superficie interior o rama del ala comprimida (m)

Proporciones del alma (6.10.2.1) [10]

Representando un límite superior para la esbeltez de las almas con y sin rigidizadores longitudinales, expresando en términos de la profundidad del alma. Las almas se deben dimensionar de manera que:

a) Almas sin rigidizadores longitudinales (6.10.2.1)

$$\frac{d}{tw} \leq 150 \quad (4.229)$$

b) Almas sin rigidizadores longitudinales (6.10.2.2)

$$\frac{d}{tw} \leq 300 \quad (4.230)$$

Inercia del rigidizador longitudinal (I_{rl}):

$$I_{rl} = \frac{trl \times brl^3}{3} \quad (4.231)$$

Donde:

- brl = ancho del rigidizador longitudinal (m)
- trl = espesor mínimo del rigidizador longitudinal (m)

DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE [10]

Disposiciones generales (6.10.10.1) [10]

En secciones compuestas se debe proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de hormigón y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz.

En las regiones de flexión negativa se debe abastecer de conectores de corte si se considera que la armadura longitudinal forma parte de la sección compuesta, caso contrario no es necesario, sin embargo se debe colocar conectores adicionales en la región donde se encuentran los puntos de inflexión bajo carga permanente.

Requisitos especiales para puntos de contraflexión bajo carga permanente (6.10.10.3) [10]

El propósito de los conectores es desarrollar las barras de armadura usadas como parte de la sección compuesta para flexión negativa.

El número de conectores de corte adicionales (η_{AD}) se debe tomar como:

$$\eta_{AD} = \frac{A_s \times f_{sr}}{Z_r} \quad (4.232)$$

Donde:

- A_s = área total de la armadura longitudinal sobre el apoyo interior dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón (mm^2)
- f_{sr} = rango de tensiones en la armadura longitudinal sobre el apoyo interior bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga $Q = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i$, tomando la sobrecarga de fatiga (Camión de Diseño HL-93 magnitud de cargas y frecuencias de estas). (MPa)
- Z_r = resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N)

Los conectores de corte adicionales se colocan en una distancia igual a un tercio del ancho efectivo del tablero de hormigón a ambos lados del punto de contraflexión bajo carga permanente. Los empalmes realizados en obra se ubican de manera que no interfieran con los conectores de corte.

Cuando en las regiones de flexión negativa no se coloquen conectores de corte, la armadura longitudinal se debe prolongar hacia la región de flexión positiva (6.10.1.7)

- **Tipos de conectores (6.10.10.1.1) [10]**

Los conectores de corte pueden ser:

- a) Conectores de corte tipo perno
- b) Conectores de corte tipo canal

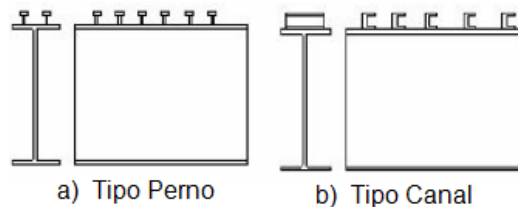


Fig. 4.54 Tipos de conectores [36]

Los conectores de corte deben ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el hormigón para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el hormigón.

Los conectores son capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales entre el hormigón y el acero. La relación entre la altura y el diámetro de un conector de corte tipo perno no debe ser menor que 4.

Los conectores de corte tipo canal en su instalación deben tener soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 5mm a lo largo de las aristas del canal.

- **Resistencia a la fatiga (6.10.10.2) [10]**

La resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual (Z_r), se debe tomar como:

$$Zr = a \times \phi_{PERNO}^2 \quad (4.233)$$

$$a = 238 - 29,50 \log N \quad (4.234)$$

$$N = 365 \times 75 \times n \times ADTT_{SL} \quad (4.235)$$

Donde:

- a = coeficiente, depende del número de ciclos de carga
- ϕ_{PERNO} = diámetro del conector de corte tipo perno en (mm)
- N = número de ciclos
- n = número de ciclos por pasada de un camión

• **Frecuencia (3.6.1.4.2) [10]**

La frecuencia de la carga de fatiga se debe tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$).

Esta frecuencia se aplica a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se toma como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (4.236)$$

Donde:

- $ADTT$ = número de camiones por día en una dirección promediado sobre el periodo de diseño
- $ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño
- p = coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles

La fracción de tráfico de camiones en un solo carril dependiendo del número de carriles disponibles para camiones presenta los siguientes valores (C.3.6.1.4.2-1):

Cuadro. 4.11 Coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles (p) [10]

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Debido a que el Estado Límite de Fatiga y fractura se define en términos de ciclos de tensión acumulados, no es suficiente especificar sólo la carga. Se debería especificar la carga junto con la frecuencia de ocurrencia de la misma. Los patrones de tráfico futuro para un puente son inciertos, se asume que la frecuencia de carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles. Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario ADT (AVERAGE DAILY TRAFFIC), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20000 vehículos por carril y por día. Al considerar el ADTT se deberá considerar este valor limitante.

El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se puede aplicar los valores siguientes (C.3.6.1.4.2-1):

Cuadro 4.12 Fracción de camiones en el tráfico [10]

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0,20
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,10

El número de ciclos por pasada de un camión se muestran en el siguiente cuadro (C.6.6.1.2.5-2):

Cuadro 4.13 Ciclos por pasada de camión (n) [10]

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

- **Estado Límite de Resistencia (6.10.10.4) [10]**

La resistencia al corte mayorada de un solo conector de corte (Qr) en el Estado Límite de Resistencia se debe tomar como (6.10.10.4):

$$Qr = \Phi_{SC} \times Qn \quad (4.237)$$

Donde:

- Qn = resistencia nominal al corte de un conector de corte (N)
- Φ_{SC} = factor de resistencia para conectores de corte (6.5.4.2)

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte (n) sobre la región considerada se debe tomar como:

$$n = \frac{P}{Qr} \quad (4.238)$$

Donde:

- P = fuerza de corte nominal total determinada (N)
- Qr = resistencia al corte mayorada de un conector de corte (N)

- **Fuerza de corte nominal (6.10.10.4.2) [10]**

Para los tramos simples y para los tramos compuestos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal total (P) entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se deberá tomar como:

$$P = P_p \quad (4.239)$$

Donde:

- P_p = fuerza de corte longitudinal total en el tablero de hormigón armado en el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (N)

$$P_p = 0,85 \times f'_c \times b_s \times t_s \quad (4.240)$$

Donde:

- f'_c = resistencia del hormigón del tablero (MPa)
- b_s = ancho efectivo del tablero de hormigón (mm)
- t_s = espesor del tablero de hormigón (mm)

Para tramos continuos, que en su condición final son compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal (P) entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y el eje de un apoyo interior adyacente se debe tomar como:

$$P = P_p + P_n \quad (4.241)$$

Donde:

- P_n = fuerza de corte longitudinal en el tablero de hormigón sobre un apoyo interior (N)

$$P_n = 0,45 \times f'_c \times b_s \times t_s \quad (4.242)$$

- **Resistencia nominal al corte (6.10.10.4.3) [10]**

La resistencia nominal a corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como (6.10.10.4.3-1):

$$Q_n = 0,50 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times F_u \quad (4.243)$$

Donde:

- A_{sc} = área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno en (mm^2)
- f'_c = resistencia del hormigón en (MPa)
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón del tablero en (MPa)
- F_u = mínima resistencia a la tracción especificada de un conector de corte tipo perno (6.4.4)

La resistencia nominal al corte de un conector de corte tipo canal embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como:

$$Q_n = 0,30 \times (tf + 0,50 \times tw) \times L_c \times \sqrt{f'_c \times E_c} \quad (4.244)$$

Donde:

- tf = espesor del ala del conector de corte tipo canal (mm)
- tw = espesor del alma del conector de corte tipo canal (mm)
- L_c = longitud de un conector de tipo canal (mm)

El módulo de elasticidad (E_c) para hormigones cuya densidad está comprendida entre $14400 - 25000 N/m^3$, se puede tomar como (5.4.2.4-1):

$$E_c = 0,043 \times (\gamma_c^{1,50}) \times \sqrt{f'_c} \quad (4.245)$$

Donde:

- γ_c = densidad del hormigón en (N/m^3)
- f'_c = resistencia del hormigón en (MPa)

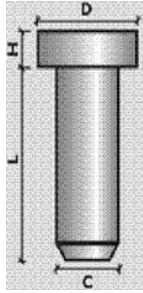


Fig.4.55 Nomenclatura del dimensionamiento de conectores tipo perno [10]

Cuadro. 4.14 Tipos de conectores tipo perno [10]

TIPOS DE CONECTORES		NS 500/250	NS 625/250	NS 625/300	NS 625/400	NS 750/400
Diámetro de vástago	C	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago	L	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza	D	1 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "
Altura de la cabeza	H	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm

$$A_{SC} = (\pi \times C^2) / 4 \quad (4.246)$$

Donde:

- C = diámetro del vástago, tipo de conector perno (mm)
- A_{SC} = área transversal del conector tipo perno (mm²)

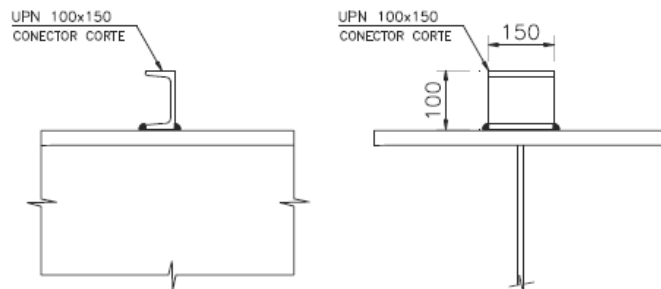


Fig. 4.56 Conector de corte tipo canal [36]

• Separación longitudinal de los conectores de corte (6.10.10.1.2) [10]

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga (dirección longitudinal), deberá satisfacer (6.10.10.1.2-1) y (6.10.10.1.2-2):

$$p \leq \frac{n \times Zr}{V_{sr}} \quad (4.247)$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \times Q}{I} \quad (4.248)$$

Donde:

- p = separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm)
- n = número de conectores de corte en una sección transversal
- Zr = resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N)
- V_{sr} = rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)
- V_f = rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga (N/mm)
- Q = primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3)
- I = momento de inercia de la sección a corto plazo (mm^4)

La separación entre los centro de los conectores de corte en dirección de la carga no deberá ser mayor que 600mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

$$s_{C_{L..MIN}} = 6 \times \phi_{CONECTOR} \quad (4.249)$$

$$s_{C_{L..MAX}} \leq 600mm \quad (4.250)$$

Donde:

- $s_{C_{L..MIN}}$ = separación mínima longitudinal entre los centro de los conectores de corte (mm)
- $\phi_{CONECTOR}$ = diámetro del conector de corte (mm)
- $s_{C_{L..MAX}}$ = separación máxima longitudinal entre los centro de los conectores de corte (mm)

- **Separación transversal de los conectores de corte (6.10.10.1.3)**
[10]

Se deberá colocar conectores de corte transversalmente en el ala superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de corte podrá ser constante o variable.

La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno no deberá ser menor que cuatro diámetros del perno medidos en forma transversal al eje longitudinal del elemento. La distancia libre entre el borde del ala superior el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 25mm.

$$s_{C_{T..MIN}} = 4 \times \phi_{CONECTOR} \quad (4.251)$$

Donde:

- $s_{C_{T..MIN}}$ = separación mínima transversal entre los centro de los conectores de corte (*mm*)

- **Recubrimientos de hormigón y penetración (6.10.10.1.4)** [10]

La profundidad libre del recubrimiento de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 50mm.

Los conectores de corte deben penetrar como mínimo 50mm en el tablero de hormigón.

CONTRAVIENTOS HORIZONTALES (DIAFRAGMAS) Y CONTRAVIENTO VERTICAL (DIAGONALES) [10]

Para la implantación de contravientos horizontales (diafragmas) y contraviento vertical (diagonales) se recomienda la utilización de:

- a) Perfiles L, o
- b) Perfiles C

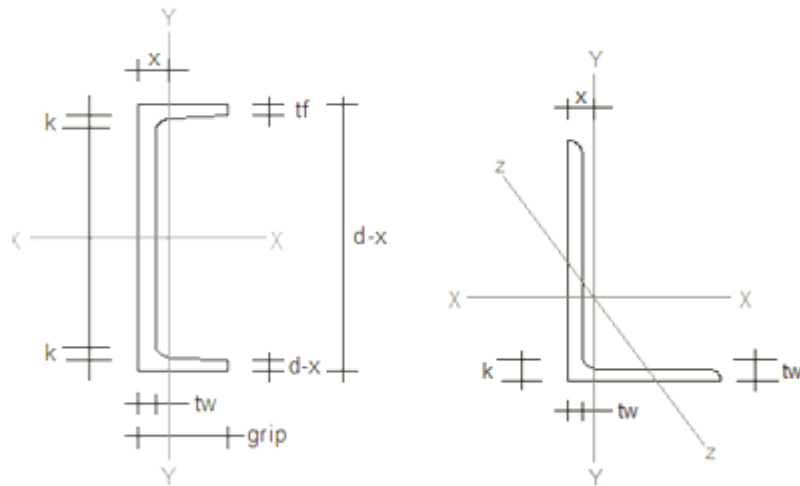


Fig. 4.57 Perfiles a) C y b) L

- **Relación de esbeltez límite [36]**

Para elementos de arriostramiento (6.9.3), debe cumplir con:

$$\frac{k \times l_h}{r} \leq 140 \quad , \text{ para contravientos horizontales (diafragmas)} \quad (4.252)$$

$$l_h = S - (2 \times (tw/2)) - (2 \times br') \quad (4.253)$$

$$\frac{k \times l_v}{r} \leq 140 \quad , \text{ para contraviento vertical (diagonales)} \quad (4.254)$$

$$l_v = \sqrt{(l_h)^2 + (h_{VIGA} - (2 \times h'))^2} \quad (4.255)$$

Donde:

- k = factor de longitud efectiva. $k = 0,750$, para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos (4.6.2.5)
- r = mínimo radio de giro en (mm)
- S = distancia entre los ejes longitudinales de vigas (mm)
- tw = espesor del alma de la viga (mm)
- br' = distancia entre la cara lateral del alma al punto de unión de los arriostramientos

- h_{VGA} = altura de viga (mm)
- h' = altura de los bordes superior e inferior de la viga hacia el punto de ubicación del arriostramiento (mm)
- l_h = longitud no arriostrada horizontal en (mm)
- l_v = longitud no arriostrada diagonal en (mm)

Esfuerzo admisible para el acero A-588 para contravientos horizontales (diafragmas) [36]

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_h}{r}\right)^2} \quad (4.256)$$

Esfuerzo admisible para el acero A-588 para contraviento vertical (diagonales) [31]

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_v}{r}\right)^2} \quad (4.257)$$

Donde:

- $\sigma_{ADMISIBLE}$ = esfuerzo admisible del acero (Pa)
- E = módulo de elasticidad del acero (Pa)

• **Distribución de la carga de viento lateral en puentes de vigas** [10]

En puentes con tableros compuestos, se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, vehículos, barreras y accesorios se transmiten directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos.

Se debe asumir que la carga de viento que actúa sobre la mitad inferior de la viga exterior servirá para el cálculo del arriostramiento horizontal.

Cálculo de la fuerza resistente del contraviento horizontal debido a la presión del viento (F_R)

$$F_R = P_{VIENTO} \times \left(\frac{h_{VIGA}}{2} \times 1 \right) \times S_{do} \quad (4.258)$$

Donde:

- P_{VIENTO} = presión del viento para una velocidad de 160 km/h

$$P_{VIENTO} = 1,23 \times 10^{-3} \text{ MPa (C.3.8.1.2.1)}$$

- h_{VIGA} = altura de viga en (cm)
- S_{do} = espaciamiento entre rigidizadores intermedios (cm)

Esfuerzo actuante del contraviento horizontal

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F_R}{A_{A.H.}} \quad (4.259)$$

Donde:

- $A_{A.H.}$ = área transversal del contraviento horizontal en (cm²)

Condición:

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4.260)$$

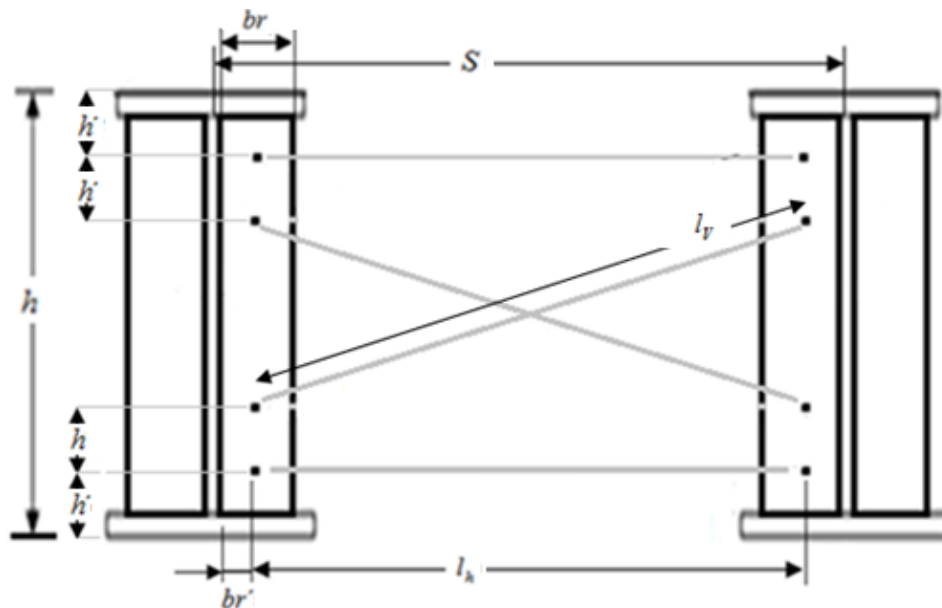


Fig. 4.58 Contraviento horizontal (diafragmas) y diagonales verticales

CONTRAVIENTO HORIZONTAL (DIAGONALES INFERIORES) [10]

Para la implantación de contravientos horizontales (diagonales inferiores) se recomienda la utilización de perfiles L:

La implementación de placas metálicas es bastante necesaria, ya que estas son el principal vínculo de unión entre las diagonales inferiores y las alas inferiores de las vigas

La ubicación de las placas metálicas se las hace de tal manera que tienen que estar alineadas con respecto a las líneas de influencia de las cargas a soportar mediante las diagonales inferiores o contravientos horizontales, con el motivo de evitar esfuerzos secundarios y principalmente evitar momentos que pueden darse debido a una excentricidad a dichas líneas de influencia.

- **Placas de unión transversales (6.6.1.3.1) [10]**

Las placas de unión se deberán soldar o abulonar tanto a las alas de compresión como a las alas a tracción de la sección transversal cuando haya:

- Diafragmas o marcos transversales de unión conectados a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión.
- Diafragmas o marcos transversales internos o externos conectados a placas de unión transversales o a rigidizadores que funcionen como placas de unión.
- Vigas de tablero conectadas a placas de unión transversales que funcionen como placas de unión.

En ausencia de información más precisa, la unión soldada o abulonada se debe diseñar para resistir una carga lateral de $90000N$ para el caso de puentes rectos no oblicuos.

- **Placas de unión laterales (6.6.1.3.2) [10]**

Si no es posible conectar las placas de unión laterales a las alas, las placas de unión laterales sobre las almas rigidizadas se deben ubicar a una distancia vertical no menor que un medio del ancho de ala por encima o por debajo del ala.

Las placas de unión laterales conectadas a almas no rigidizadas se deben ubicar como mínimo $150mm$ por encima o por debajo del ala pero a una distancia no menor que un medio del ancho del ala. Los extremos de los elementos de arriostramiento lateral sobre la placa de unión se deberán mantener como mínimo a $100mm$ del alma y de cualquier rigidizador transversal.

Si se utilizan rigidizadores, las placas de unión laterales se deben centrar sobre el rigidizador, ya sea que la placa esté del mismo lado del alma que el rigidizador o no. Si la placa de unión lateral está del mismo lado del alma que el rigidizador, en esta ubicación el rigidizador transversal debe ser continuo desde el ala de compresión hasta el ala de tracción y debe estar conectado a ambas alas.

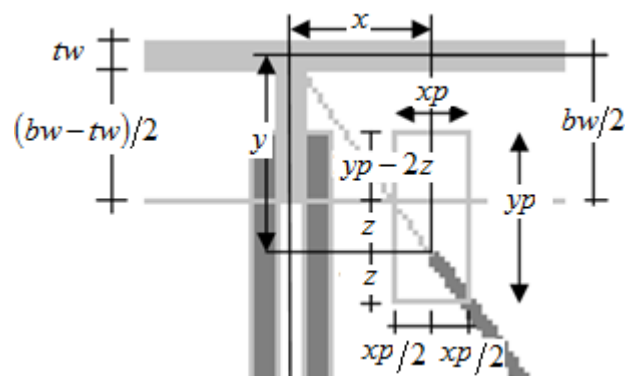


Fig. 4.59 Detalle de ubicación de la placa

$$\frac{S_{do}/2}{S} = \frac{x}{y} \quad (4.261)$$

- **Relación de esbeltez [10]**

Para elementos de arriostramiento (6.9.3), debe cumplir con:

$$\frac{k \times l_x}{r} \leq 140 \quad (4.262)$$

Donde:

- k = factor de longitud efectiva (4.6.2.5)
- l_x = longitud no arriostrada horizontal en diagonales inferiores en (mm)
- r = mínimo radio de giro (mm)

$$l_x = \sqrt{(S_{do}/2)^2 + S^2} - (2 \times b_x) \quad (4.263)$$

Donde:

- $S_{do}/2$ = mitad de la distancia entre rigidizadores intermedios (mm)
- S = distancia entre ejes longitudinales de vigas (mm)
- b_x = distancia entre el punto de unión del contraviento horizontal (diagonales inferiores) y el punto de unión entre rigidizador y el alma de la viga (mm)

$$b_x = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (4.264)$$

Donde:

- x = distancia entre el eje del rigidizador y el punto de unión de la placa metálica y la diagonal inferior (mm)

- y = distancia entre el eje vertical del espesor del alma y el punto de unión de la placa metálica y la diagonal inferior, perpendicular a la distancia x en (mm)

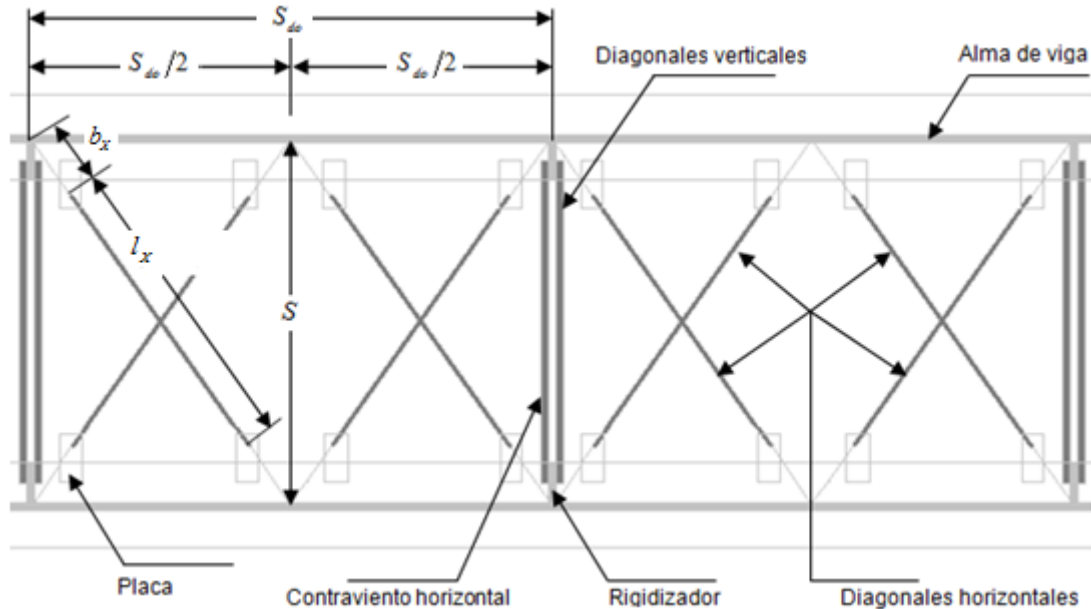


Fig. 4.60 Contraviento horizontal (diagonales inferiores)

Esfuerzo admisible para el acero A-588 [31]

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_x}{r} \right)^2} \quad (4.265)$$

Donde:

- $\sigma_{ADMISIBLE}$ = esfuerzo admisible del acero para diagonales inferiores (Pa)
- E = módulo de elasticidad del acero (Pa)

Cálculo de la fuerza resistente sobre el contraviento horizontal (diagonales inferiores) debido a la presión del viento (F_R) en (N) [10]

$$F_R = P_{VIENTO} \times \left(\frac{h_{VIGA}}{2} \times 1 \right) \times \frac{S_{do}}{2} \quad (4.266)$$

Esfuerzo actuante del arriostramiento horizontal en (Pa) :

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F_R}{A_{A.H.}} \quad (4.267)$$

Donde:

- $A_{A.H.}$ = área transversal del contraviento horizontal (diagonales inferiores) (m^2)

Condición:

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4.268)$$

CONEXIONES Y SISTEMAS DE SUJECIÓN

En el diseño de conexiones y sistemas de sujeción siempre es necesario establecer de antemano la función que debe desempeñar la parte o estructura propuesta, la transferencia de carga, las condiciones ambientales y las restricciones físicas. El criterio para el diseño de uniones o conexiones es mantener los esfuerzos calculados dentro del esfuerzo de trabajo permisible, este es el máximo nivel de esfuerzos necesarios para diseñar.

Existen dos tipos de sistemas de sujeción, estos pueden ser por conexiones permanentes (remaches, soldaduras), y por conexiones removibles (pernos, tornillos, tuercas, pasadores). [48]

- **CONEXIONES REMACHADAS** [49]

Los remaches son sujetadores permanentes que se usan principalmente para conectar miembros en estructuras como edificios, puentes y para ensamblar hojas y placas de acero para tanques, calderas y barcos.

Son rodillos cilíndricos hechos de hierro forjado o acero suave, con una cabeza que se les forma al fabricarlos. Se forma una cabeza en el otro extremo después que el remache ha sido puesto en su lugar a través de los agujeros taladrados o perforados de las partes que se ensamblan. Un remache es básicamente un pasador de metal dúctil, que se inserta en los huecos perforados en dos o más piezas, y cuyos extremos son configurados de tal manera que queden firmemente aseguradas entre sí.

El remachado es un método popular de unión y fijación, debido a su bajo costo simplicidad y confiabilidad. Los remaches se clasifican como elementos permanentes de fijación. Los remaches pesados se emplean para estructuras de puentes y edificios.

Los pernos de alta resistencia han reemplazado, casi por completo el uso de remaches para conexiones en la obra.



Fig. 4.61 Detalle de remaches [49]

Funcionamiento [49]

Los roblones o remaches tienen una cabeza ya perforada en forma redondeada y se colocan precalentados a una temperatura aproximada de 1200°C, pasándolos por las perforaciones y remachando la cara opuesta hasta conformar la segunda cabeza. Al enfriarse, su caña sufre una contracción que ejerce una fuerte presión sobre los elementos que se están uniendo. Este sistema de conexión funciona por la enorme dilatación térmica del acero, que permite que, aún elementos relativamente cortos como los roblones, se contraigan significativamente al enfriarse de los 1200°C a temperatura ambiente.

La combinación de ajustar bien el remache más la contracción adicional que trata de efectuar conforme se enfría, produce esfuerzos de tensión los que en remaches bien colocados se acercan al F_y del metal del remache, sin embargo, ocurren algunos problemas, los cuales incluyen el del sobrecalentamiento ocasional de los remaches, que tiene un efecto destructor en la resistencia.

Si se enfría un remache muy por debajo de 540°C antes de que se complete la instalación, el metal no es tan resistente, puesto que el forjado es más bien un proceso de "formado en frío", y la elaboración en frío tiende a hacer frágil el metal. Si el remache no se aprieta bien al colocarlo, queda flojo después de frío. Un remache flojo no se puede volver a remachar para que quede apretado y es preciso extraerlo manualmente (cortarle la cabeza). La extracción de un remache es un trabajo lento y se requiere una cuidadosa inspección.

En la actualidad no se usa el remachado en las estructuras de ingeniería, ni en los talleres de fabricación, ni en el campo, entre sus razones se tiene:

- Los costos de mano de obra asociados con las grandes cuadrillas de remachadores.
- La cuidadosa inspección que se requiere en las juntas remachadas y los considerables costos y tiempos para extraer remaches mal colocados.
- El desarrollo y la alta confiabilidad de los tornillos de alta resistencia y de la soldadura.
- El alto nivel de ruido asociado con el remachado, el que es inaceptable, en las presentes normas ambientales, en la mayoría de las áreas urbanas.

En la práctica este procedimiento está superado por el desarrollo y evolución del acero como las posibilidades de unirlo. Hoy existen básicamente dos procedimientos para materializar las uniones entre los elementos de una estructura metálica, las uniones soldadas y las uniones apernadas. Una tendencia ampliamente recomendada es concentrar las uniones soldadas en trabajos en taller y hacer conexiones apernadas en obra, por motivos de seguridad y de calidad de resultados.

• CONEXIONES EMPERNADAS

Las conexiones empernadas se usan para conectar elementos de acero de forma rápida, transfiriendo fuerzas comparativamente bajas, por lo que generalmente se tiene que insertar un número apropiado de pernos por cada nudo.

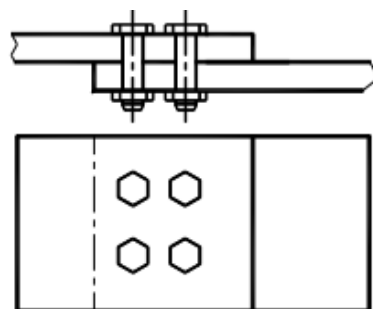


Fig. 4.62 Detalle de uniones empernadas [43]

Tipos de pernos

Existen tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero como se describen a continuación.

a) Pernos ordinarios o comunes [50]

Estos pernos los asigna la ASTM como pernos o tornillos **A-307** y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A-36. Los pernos A-307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tiene una apariencia más estética, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren de menor espacio para girarlas.

Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios como peldaños de escaleras, barandas, miembros de arriostramiento, parrillas y planchas de piso.

b) Pernos de alta resistencia [51]

Estos pernos se fabrican a base de carbono tratado térmicamente y aceros aleados; su resistencia a la tensión es mayor al doble del que representa un perno ordinario. Existen dos tipos básicos, los **A-325** y los **A-490** de mayor resistencia.

Los pernos A-325 tienen un esfuerzo a la fluencia que varía de 57000 a 64700 N/cm², mientras que los pernos A-490 de 80850 a 91400 N/cm². Esto depende del diámetro del perno.

Cuadro.4.15 Compatibilidad de perno y tuerca [52]

Grado del Tornillo	Tipo de Tuerca	Grado de Tuerca
A-307-A	Tuerca Hex Liviana	A-563 A
A-307-B	Tuerca Hex Pesada	A-563 A ó A-194-2H
A-394-T-0	Tuerca Hex Liviana	A-563 A
A-394 T-1	Tuerca Hex Liviana	A-563-DH
A-325 T-1	Tuerca Hex Pesada	A-194-2H
A-490 T-1	Tuerca Hex Pesada	A-194-2H

Los pernos de alta resistencia tienen diámetros entre $\frac{1}{2}$ " a $1\frac{1}{2}$ ". Los diámetros más comunes en diseño de puentes son $\frac{7}{8}$ " y 1".

Los pernos de alta resistencia se aprietan para que desarrollen un esfuerzo a tracción especificado. Las juntas formadas por pernos de alta resistencia se pueden diseñar de dos maneras:

- Conexiones críticas a deslizamiento (tipo de fricción), donde se desea una alta resistencia a deslizamiento bajo cargas de servicio.
- Conexiones tipo aplastamiento, donde no es necesaria una alta resistencia al deslizamiento bajo cargas de servicio.

Posibles modos de falla en uniones empernadas [36]

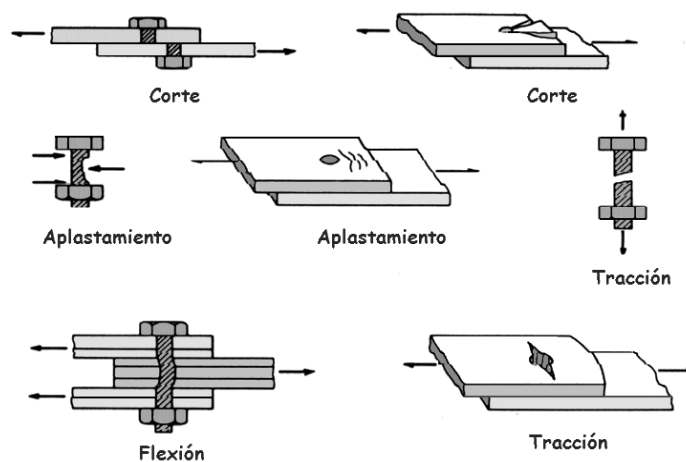


Fig. 4.63 Modos de falla en uniones empernadas [36]

Los modos de falla por aplastamiento dependen de factores geométricos, del diámetro del perno y del espesor del material a unir. A menudo la falla se produce por corte o desgarramiento de la plancha después de una gran deformación frente a la perforación. La falla por aplastamiento solo puede ocurrir cuando las planchas sean de acero de mayor dureza que la del perno, cosa que normalmente no ocurre.

El deslizamiento entre las partes conectadas de una unión sólo se obtiene cuando el vástago del perno toma contacto con el borde de la perforación. En este estado de deslizamiento total, la carga es transferida por corte y aplastamiento sin la intervención de la retracción del perno. Para prevenir que uno o más de los modos posibles de falla se hagan presente, se debe proveer un número adecuado de pernos, con las separaciones entre conectores, distancias a los bordes, longitudes de pernos y demás exigencias geométricas recomendadas por las especificaciones; todo ello presuponiendo que tanto el proceso de fabricación como el de montaje satisfacen lo requerimientos de calidad.

Ventajas y desventajas de las conexiones apernadas

Las ventajas de las conexiones apernadas son:

- La rapidez de ejecución.
- Facilidad de montaje y desmontaje.
- Las juntas atornilladas tienen una mayor resistencia a la fatiga que las conexiones remachadas, y son iguales o mayores que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.
- Referente a la mano de obra, esta es menor a la que representaría si se trata de conexiones remachadas, su grado de capacitación o experiencia no representaría un problema.
- Se requiere de un equipo más económico.
- No presenta dificultades en su transportación.

- La facilidad de inspección y reemplazo de partes dañadas.
- Hay un nivel de trabajo más seguro, debido a que no existe riesgo de fuego, y el ruido presentado es mínimo.
- La mayor calidad que se obtiene al hacerlas en obra comparadas con conexiones soldadas.








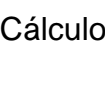
Las desventajas de las conexiones apernadas son:

- Su costo se eleva, debido a que se necesita de un mayor trabajo requerido en taller.
- El mayor cuidado requerido en la elaboración de los detalles de conexión para evitar errores en la fabricación y montaje.
- La mayor precisión requerida en la geometría, para evitar interferencias entre conectores en distintos planos.
- El peso de la estructura incrementa debido al uso de miembros de conexión.

Cuadro. 4.16. Normas equivalentes y requerimientos mecánicos para tuercas [53]

Producto	Especificación				Material	Diámetro	Carga de prueba (PSI)	Dureza
	SAE Grado	DIN Grado	ASTM	Grado				
Tuerca Hexagonal Liviana	J-995	267	A-194	A-563	Acero bajo carbono SAE 1010	1/4" – 1 1/2"	90,000	32 Rc. máx.
	2	6	–	A			120,000	32 Rc. máx.
	5	8	1	B			150,000	24-36 Rc. máx.
	8	10	–	–				
Tuerca Hexagonal Pesada	J-995	–	A-194	A-563	Acero bajo carbono SAE1010	1/4"–1 1/2"	90,000	32 Rc. máx.
	2	–	–	–			120,000	32 Rc. máx.
	–	–	2,2M	–			150,000	24-36 Rc.
	–	–	–	D			175,000	24-38 Rc.
Tuerca Hexagonal Ranurada	J-995	267	–	A-563	Acero bajo carbono SAE 1010	1/4" – 1 1/2"	90,000	32 Rc. máx.
	2	6	–	A				
Tuerca Hexagonal Alta	J-995	267	–	A-563	Acero bajo carbono SAE 1213 12 L 14	1/4" – 1	90,000	32 Rc. máx.
Tuerca Hexagonal Castillo	J-995	267	–	A-563	Acero bajo carbono SAE 1213 12 L 14	1/4" – 1 1/2"	90,000	32 Rc. máx.

Cuadro 4.17. Normas equivalentes y requerimientos mecánicos para pernos o tornillos [53]

Marca Grado Tornillo	Especificación			Material	Diámetro	Resistente a la tracción mínima (PSI)	Limite de fluencia mínima (PSI)	Dureza
	SAE Grado	DIN Grado	ASTM Grado					
	J-429			Acero bajo carbono	1/4"-1 1/2"	60,000	36,000	70-100 Rb.
	1							
		267	A-307					
		4.6	A y B					
	J-429			Acero bajo carbono	1/4"-3/4"	74,000	53,000	80-100 Rb.
	2							
		267	A-307					
		5.6	B					
	J-429			Acero Medio carbono	1/4"-1"	120,000	92,000	25-34 Rc.
	2							
		267						
		8.8						
	J-1199			SAE 1038/1041	1 1/8"-1 1/2"	105,000	81,000	19-30 Rc.
	4.6							
	J-429			Acero Medio carbono	1/2"-1"	120,000	92,000	24-35 Rc.
	2							
		267						
		8.8						
	J-1199			SAE 1041	1 1/8"-1 1/2"	105,000	81,000	19-31 Rc.
	8.8							
	J-429			Acero Aleado Medio Carbono 8740	1/2"-1 1/2"	150,000	130,000	33-38 Rc.
	2							
		267						
		10.9						
	J-429			Acero Aleado Medio Carbono 8740	1/4" - 1 1/2"	150,000	130,000	33-39 Rc.
	2							
		267						
		10.9						

Cálculo de pernos y remaches a carga axial [54]

a) Cálculo a esfuerzo de corte:

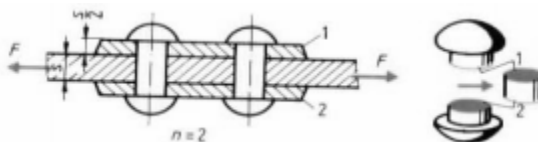


Fig. 4.64 Perno o remache a esfuerzo de corte [54]

$$\tau = \frac{F}{\frac{\pi \times dr^2}{4}} \quad (4.269)$$

Donde:

- τ = esfuerzo admisible a corte (Pa)
- F = fuerza aplicada (N)
- dr = diámetro del perno o remache (m^2)

b) Cálculo de la placa a esfuerzo de tracción:

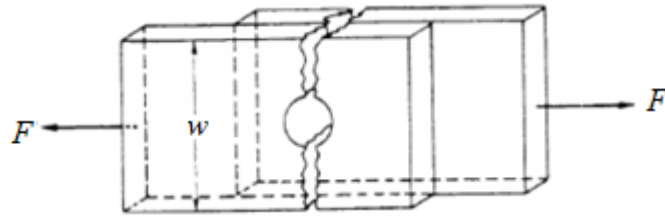


Fig. 4.65 Placa a esfuerzo de tracción [54]

$$\sigma_y = \frac{F}{(w - dr) \times t} \quad (4.270)$$

Donde:

- σ_y = esfuerzo admisible del material de la placa (Pa)
- w = ancho de la placa (m)
- t = espesor de la placa (m)

c) Cálculo de la placa a esfuerzo de aplastamiento:

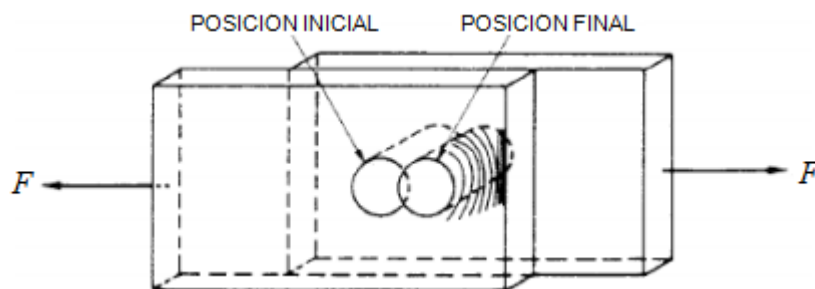


Fig. 4.66 Placa a esfuerzo de aplastamiento [54]

$$\sigma_c = \frac{F}{dr \times t} \quad (4.271)$$

Donde:

- σ_c = esfuerzo admisible de compresión (Pa)

d) Cálculo de la placa a esfuerzo cortante en los bordes

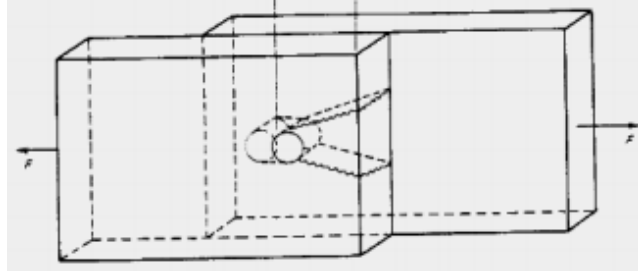


Fig.4.67 Placa a esfuerzo cortante en los bordes [54]

$$\tau_{PLACA} = \frac{F}{a \times t} \quad (4.272)$$

Donde:

- τ_{PLACA} = esfuerzo admisible a corte de la placa (Pa)
- a = distancia de eje del perno o remache al borde de la placa (m)

Configuración de pernos y remaches [54]

a) En hileras en dos direcciones

$$t = 2,60d + 10 \quad (4.273)$$

$$e = 1,50d \quad (4.274)$$

$$e_1 = 0,80t \quad (4.275)$$

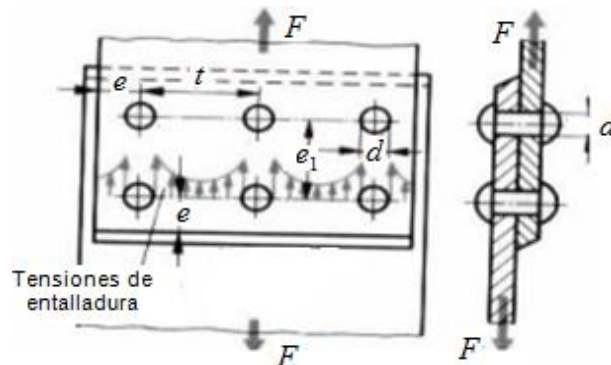


Fig. 4.68 Costura en cadena (hileras en dos direcciones) [54]

b) En zigzag

$$t = 2,60d + 15 \quad (4.276)$$

$$e = 1,50d \quad (4.277)$$

$$e_1 = 0,60t \quad (4.278)$$

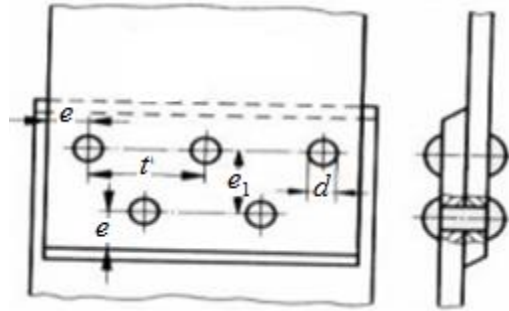


Fig.4.69 Costura en zigzag [54]

Donde:

- d = diámetro de los agujeros de la placa (mm)
- t = espaciamiento entre ejes de agujeros de la placa (mm)
- e = espaciamiento entre el los ejes de los agujeros y los bordes de la placa (m)

En conexiones remachadas y conexiones apernadas se debe tomar en cuenta que, remaches o pernos deben ser colocados de tal manera que, sus líneas de acción sean sobrepuestas o sean paralelas a las líneas de influencia por donde actúa la carga, guardando simetría, con la finalidad de evitar esfuerzos secundarios y de posibles momentos debidos a una excentricidad no deseada.

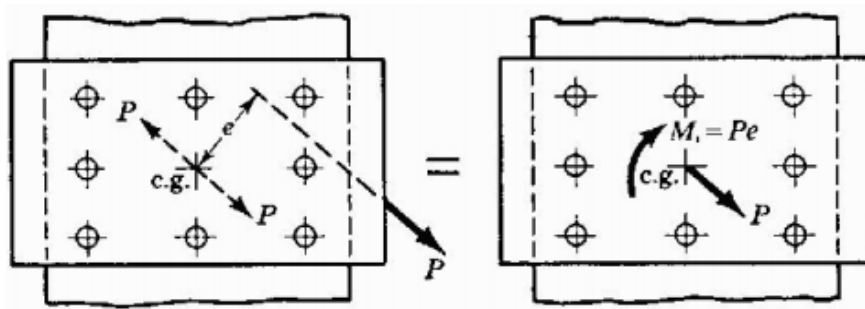


Fig.4.70 Conexión emperrada con carga excéntrica [43]

• CONEXIONES POR SOLDADURA

La soldadura es un proceso de fabricación siendo la forma más común de conexión del acero estructural y consiste en unir dos piezas de acero mediante la fusión superficial dando la aplicación de calor, presión, o una combinación de ambos, con o sin el aporte de material o metal agregado, denominado metal de aportación, el material de aporte puede ser el mismo o similar al material de los elementos que se deben unir, su resultado se refleja en la conservación de la continuidad del material y sus propiedades mecánicas y químicas, el calor debe alcanzar a fundir las caras expuestas a la unión, de esta forma se pueden lograr soldaduras de mayor resistencia capaces de absorber los esfuerzos que con frecuencia se presentan en los nudos.

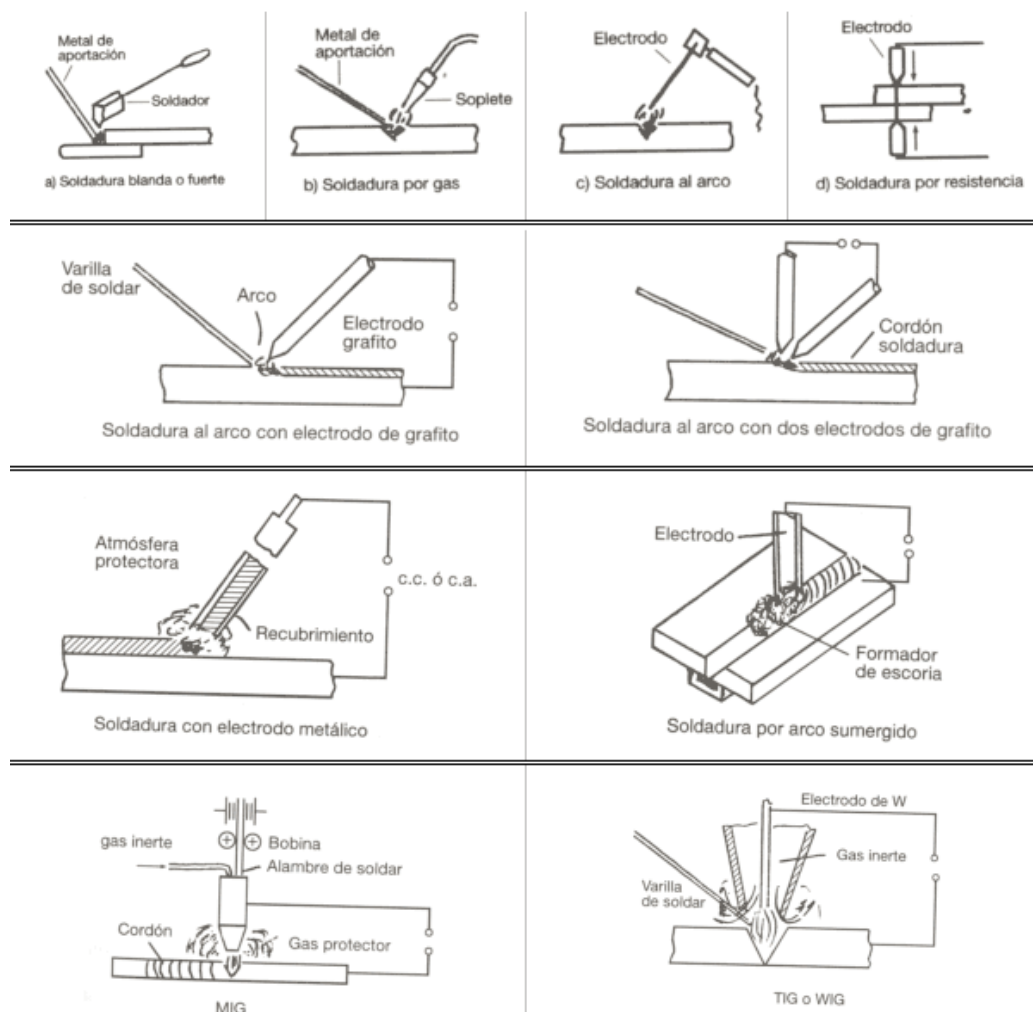
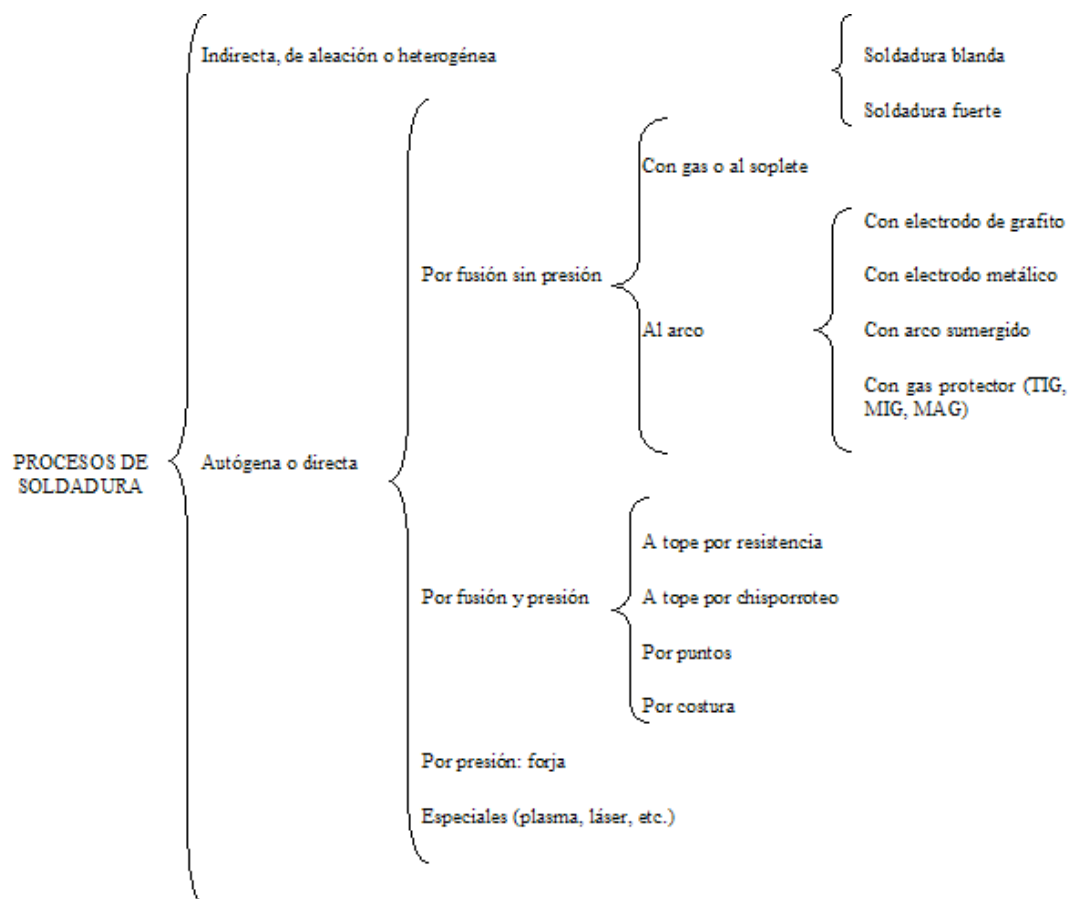


Fig. 4.71 Procesos de soldadura [55]

Procesos de soldadura

Cuadro. 4.18 Procesos de soldadura [55]



Cuadro. 4.19 Contaminantes presentes en todo tipo de soldadura [55]

ORIGEN DE LOS CONTAMINANTES		CONTAMINANTES PRESENTES
Material base	Acero de carbono	Oxidos de Fe, Mn, etc.
	Acero inoxidable	Óxidos de Cr, Ni, etc.
	Aluminio/ aleaciones	Óxidos de Al, Cu, etc.
Recubrimientos de metal soldado	Galvanizado	Oxido de Zn
	Cromado	Óxido de Cr
	Niquelado	Óxido de Ni
	Pintado con minio	Óxido de Pb
	Restos desengrasantes	Fosgeno
	Restos de aceites	Acroleína

De los distintos procesos antes mencionados la suelda autógena, por fusión sin presión al arco es el procedimiento generalmente más utilizado para estructuras metálicas, debido a que se utiliza con todos los metales comerciales importantes, como aceros estructurales al carbón, aceros de alta resistencia bajos en carbono y baja aleación, aceros de alta resistencia tratados y templados.

Actividad de rápida y eficiente proceso, garantizan una alta calidad, presentando alta resistencia al impacto, alta resistencia a la corrosión y buena ductilidad. Además, proporcionan penetración más profunda por lo que el área efectiva para resistir cargas es mayor.

Tipos de uniones [56]

Existen cinco tipos básicos de uniones para integrar dos partes de una junta.

- a) **Unión empalmada.** Los elementos se unen se encuentran en el mismo plano y se unen en sus bordes.
- b) **Unión de esquina.** Los elementos forman un ángulo recto y se unen en la esquina del ángulo.
- c) **Unión superpuesta.** Esta unión consiste en dos elementos que se superponen entre sí.
- d) **Unión en T.** Los dos elementos a unirse forman planos ortogonales, es decir uno es perpendicular al otro.
- e) **Unión de borde.** Los elementos se unen en uno de sus bordes paralelos que tienen comúnmente.

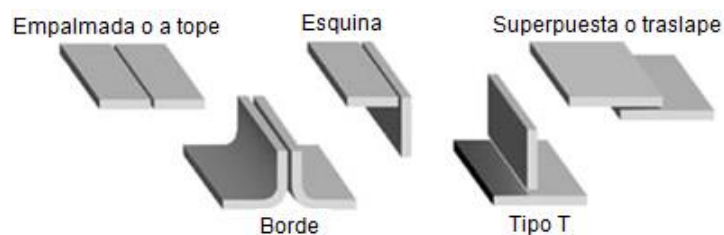


Fig. 4.72 Tipos de uniones [56]

Tipos de soldadura

Según las especificaciones para suelda de elementos de puentes (Código de soldadura de Puentes AASHTO/AWSD1.5M/MD1.5 2002

Las diferencias entre los tipos de soldadura están en la geometría, el tipo de unión y el proceso de soldadura que se va a utilizar. Dentro del trabajo estructural resaltan dos tipos de soldaduras, estas son soldaduras de filete y soldaduras a ranura.

- Soldadura de filete [56]

La soldadura de filete se usa para rellenar los bordes de las placas creadas mediante uniones de esquinas, sobrepuestas y en T. Se usa en metal relleno para proporcionar una sección transversal de aproximadamente la forma de un triángulo. Es el tipo de soldadura más común en la soldadura por arco eléctrico y en la de oxígeno y gas combustible porque requiere una mínima preparación de los bordes.

Las soldaduras de filete pueden ser sencillas o dobles (soldar en uno o ambos lados) y continuas o intermitentes, es decir, soldadas en toda la longitud o con espacios sin soldar a lo largo de la orilla. Las soldaduras de filete son más resistentes a la tracción y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes son los de corte. Este tipo de soldadura falla por corte en un ángulo de aproximadamente 45 grados a través de la garganta.

Las soldaduras de filete poseen diversas formas, estas son:

- a) Unión de esquina con filete interno único.
- b) Unión de esquina con filete externo único.
- c) Unión sobrepuesta con filete doble.
- d) Unión en T con filete doble.

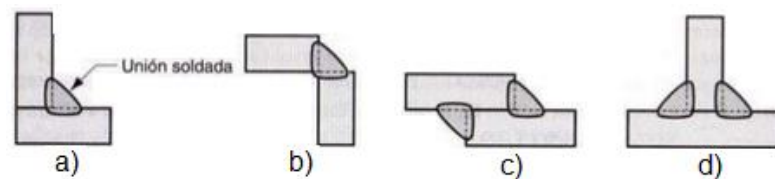


Fig. 4.73 Formas de soldadura filete [56]

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las de ranura, sin embargo las conexiones estructurales se realizan con soldadura de filete aproximadamente el 80%.

Cuadro 4.20 Tamaño mínimo de soldaduras filete [57]

Espesor (t) de la plancha más gruesa a unir		Tamaño mínimo soldadura de filete
(pulg)	(mm)	D (mm)
$< 1/4"$	$< 6,35$	3
$1/4" \leq t < 1/2"$	$6,35 \leq t < 12,70$	5
$1/2" \leq t \leq 3/4"$	$12,70 \leq t \leq 19,05$	6
$> 3/4"$	$> 19,05$	8

Cuadro. 4.21 Tamaño máximo de las soldaduras de filete [57]

$t < 6\text{mm}$	$D = t$
$t \geq 6\text{mm}$	$D = t - 2$

Capacidad resistente de la conexión soldada:

Cuadro. 4.22 Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete [57]

Electrodos	Resistencia Límite a Tracción del metal de aporte F_{exx} (kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante de diseño de la soldadura ϕF_w (kg/cm ²)
E60xx	4220,00	1899,00
E70xx	4920,00	2214,00
E80xx	5630,00	2533,50
E90xx	6330,00	2848,50
E100xx	7030,00	3163,50

Cuadro. 4.23 Compatibilidad de electrodos [57]

Compatibilidad de Electrodos		
Metal Base	Electrodos	Metal Base (kg/cm2)
Sidetur AE 25	E60xx E70xx	Fy ≤ 2900
DIN ST 37		
ST 42		
ASTM A-36 A-53 GRADO B		
ASTM A-375 A-500 A-501 A-529 A-570 GRADOS D y E		
Sidetur AE 35	E70xx	Fy ≤ 3800
DIN ST 52		
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588		
ASTM A-572 GRADO 65	E80xx	Fy ≤ 4150
ASTM A-514	E100xx	Fy ≤ 7030

Cuadro 4.24 Tipos de electrodos E 60xx [58]

Electrodos E 60xx		
Producto	Diámetro de suelda	Características
Infra 10-S E 6010	3/32" ; 2,4mm	Aplicación: celulósicos. Alta penetración, toda posición, poca escoria, calidad radiográfica y buena aplicación
	1/8" ; 3,2mm	
	5/32" ; 4mm	
	3/16" ; 4,8mm	
Infra 10-P E 6010	1/8" ; 3,2mm	Aplicación: celulósicos. Arco fuerte y penetrante, calidad radiográfica y buena aplicación
	5/32" ; 4mm	
Infra 11 E 6011	3/32" ; 2,4mm	Aplicación: celulósicos. Toda posición , buen acabado, calidad radiográfica y rendimiento dentro de su género
	1/8" ; 3,2mm	
	5/32" ; 4mm	
Infra 13 VD E 6013	3/32" ; 2,4mm	Aplicación: celulósicos. Arco suave y estable, toda posición, buen acabado, fácil desprendimiento de escoria, ideal para posición vertical descendente
	1/8" ; 3,2mm	
	5/32" ; 4mm	
Excel Arc E 6013	3/32" ; 2,4mm	Aplicación: Rutílicos. Arco suave, fácil encendido y reencendido y depósitos de buena apariencia
	1/8" ; 3,2mm	
Punta Naranja E 6013	3/32" ; 2,4mm	Aplicación: Rutílicos. Arco suave, reencendido instantáneo, buen acabado, ideal para vertical descendente
	1/8" ; 3,2mm	
	5/32" ; 4mm	

Cuadro 4.25 Tipos de electrodos E 70xx [58]

Electrodos E 70xx		
Producto	Diámetro de suelda	Características
Infra 724 E 7024	1/8" ; 3,2mm	Aplicación: Rutílicos con polvo. Arco suave, alto rendimiento al depósito, escoria de fácil desprendimiento y calidad radiográfica
	5/32" ; 4mm	
Infra 718 E 7018	3/32" ; 2,4mm	Aplicación: Básico (bajo hidrógeno), buen encendido y reencendido, calidad radiográfica, depósitos de alta calidad metalúrgica
	1/8" ; 3,2mm	
	5/32" ; 4mm	
	3/16" ; 4,8mm	
AW 7018 A1 E 7018 A1	1/8" ; 3,2mm	Electrodo de bajo hidrógeno al medio. Molibdeno con adiciones de polvo de hierro para incrementar su rendimiento. Recomendado para soldar en todas posiciones con propiedades mecánicas elevadas y adecuado para trabajar en altas temperaturas hasta 500°C
	5/32" ; 4mm	

Cuadro 4.26 Tipos de electrodos E 80xx [58]

Electrodos E 80xx		
Producto	Diámetro de suelda	Características
AW 8018 B2 E 8018 B2	1/8" ; 3,2mm	Aplicación: Baja aleación. Electrodo al Cr/Mo para piezas y equipos sometidos a grandes esfuerzos y por su bajo contenido de hidrógeno ideal en piezas susceptibles al agrietamiento
AW 8018 D3 E 8018 D3	1/8" ; 3,2mm	Electrodo con fundente básico al molibdeno, resistente a materiales sujetos a altos esfuerzos mecánicos
	5/32" ; 4mm	
AW 8018 B6 E 8018 B6	1/8" ; 3,2mm	Electrodo de baja aleación y bajo contenido de hidrógeno, ideal por su elevada resistencia al calor y a la corrosión en ambientes sulfurosos
	5/32" ; 4mm	

Longitud mínima de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{MAX} \quad (4.279)$$

Longitud máxima de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{MAX} \quad (4.280)$$

- **Soldadura de Tope [57]**

Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano y las uniones están normalmente sujetas a esfuerzos directos de tracción o compresión.

Soldadura que ofrece mayor resistencia que la soldadura de filete; sin embargo la mayoría de las uniones estructurales soldadas deben resolverse a filete.

Las soldaduras de ranura pueden ser de penetración completa, que se extienden sobre todo el espesor de las partes conectadas o de penetración parcial, que se extiende sólo en parte del espesor de los miembros.

Cuadro. 4.27 Dimensión mínima efectiva de garganta de soldaduras de tope de penetración parcial [57]

Espesor del material de la Parte unida con mayor espesor mm.	Espesor efectivo mínimo de garganta [a] mm.
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 hasta 13	5
Sobre 13 hasta 19	6
Sobre 19 hasta 38	8
Sobre 38 hasta 57	10
Sobre 57 hasta 152	13
Sobre 152	16

Las soldaduras de ranura son generalmente más caras que las soldaduras de filete debido a los costos de preparación. De hecho, las soldaduras de ranura pueden costar entre 50 y el 100% más que las soldaduras de filete. Las soldaduras de ranura comprenden alrededor del 15% de las soldaduras estructurales.

Cuadro 4.28 Simbología de soldadura [36]

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA									
POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	RANURA O A TOPE						
			CUADRADO	V	BISE L	U	J	ENSANC HAMIENTO V	ENSANCH AMIENTO DE BISEL

SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS					
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO	
				NIVELADO	CONVEXO

Cuadro. 4.29 Resistencia de diseño de soldaduras [57]

TIPOS DE SOLDADURA Y SOLICITACION (a)	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA ϕ	RESISTENCIA NOMINAL F_{fu} ó F_{fy}	RESISTENCIA REQUERIDA DE LAS SOLDADURAS (b, c)
SOLDADURA DE TOPE DE PENETRACIÓN COMPLETA				
Tracción normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	La soldadura debe ser compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cizalle en el área efectiva	Base	0,90	$0,60 F_y$	Se puede usar una soldadura con un nivel de resistencia menor o igual al de la soldadura compatible
	Electrodo	0,80	$0,60 F_{EXX}$	
SOLDADURA DE TOPE DE PENETRACION PARCIAL				
Compresión normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se puede usar una soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el de la soldadura compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de soldadura (d)				
Cizalle paralelo al eje de la soldadura	Base	0,75	(e)	
Tracción normal al área efectiva	Electrodo	0,90	$0,60 F_{EXX}$	
	Base	0,80	$0,60 F_y$	
SOLDADURA DE FILETE				
Cizalle en el área efectiva	Base	0,75	(f)	Se puede usar una soldadura de un nivel de resistencia igual o menor que el de la soldadura compatible.
	Electrodo		$0,60 F_{EXX}$	
Tracción o compresión paralela al eje de soldadura (d)	Base	0,90	F_y	
SOLDADURA DE TAPON O RANURA				
Cizalle paralelo a las superficies de contacto (en el área efectiva)	Base	0,75	(e)	Se puede usar soldadura de nivel de resistencia igual o menor que el de la soldadura compatible.
	Electrodo		$0,60 F_{EXX}$	

Ventajas y desventajas de conexiones soldadas

Las ventajas de las conexiones soldadas son:

- Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas, presentando mayor resistencia que cualquier otro tipo de conexión, debido a una unión directa.

- Una unión soldada resiste más cargas y minimiza la localización de los esfuerzos.
- Permite una real continuidad en las estructuras.
- Permite una buena creación de perfiles metálicos utilizados en la ingeniería.
- El sistema de sujeción más económico es la conexión de soldadura, ya que esta permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado, logrando una mayor limpieza y acabado en las estructuras.

Las desventajas de las conexiones soldadas son:

- La revisión de las conexiones soldadas no es muy sencilla con respecto al resto.
- Las conexiones rígidas pueden no ser óptimas en el diseño.
- Las conexiones soldadas pueden sufrir la presencia de esfuerzos multidireccionales, dando origen a agrietamientos, que en primeras instancia se dan en la primera capa de soldado y continúan hacia las siguientes capas, hasta llegar a tal punto crítico en que superan la resistencia máxima del metal.
- La presencia de porosidades en cordones de soldadura.

Especificaciones AISI (American Iron and Steel Institute)

Cuadro. 4.30. Nomenclatura a los perfiles de acero [38]

Nomenclatura	Significado
W	Indica que el patín tiene las caras externa e interna paralelas
HP	Indica que el patín tiene las caras externa e interna paralelas pero el espesor del alma es el mismo que el del patín
S y C	Tienen una pendiente en el lado interno del patín de aproximadamente $16 \frac{2}{3}\%$
M	Designa perfiles que no pueden ser clasificados como W, HP, o S
MC	Designa canales que no pueden clasificarse como C
L	Perfiles angulares que pueden tener lados iguales o desiguales.
Nota: M y MC son fabricados por un determinado número de productores y no se encuentran frecuentemente disponibles.	

El espesor del patín dado en los cuadros de la AISC para perfiles S, M, C, y MC es el promedio del espesor real de cada patín.

Esfuerzos permisibles en tensión según Normas AISC

El AISC señala que el diseño debe hacerse para el valor mayor que resulte de calcular el esfuerzo máximo o el 50% de la resistencia del miembro.

*Cuadro. 4.31 Esfuerzos permisibles en tensión según Normas AISC
(Controlado por el 50% del esfuerzo último a tensión) [38]*

Límite de Fluencia Mínimo σ_y		Esfuerzo de Tensión Admisible en la Sección Neta			
		Excepto en la sección con agujero para pasador 60% del σ_y		En sección con agujeros para pasadores instalados o miembros armados 45% del σ_y	
Ksi	Kg/cm ²	Ksi	Kg/cm ²	Ksi	Kg/cm ²
36	2530	22	1550	16.2	1140
42	2950	25.2	1770	19	1340
45	3160	27	1900	20.3	1430
50	3520	30	2110	22.5	1580
55	3870	33	2320	24.8	1740
60	4220	36	2530	27	1900
65	4570	39	2740	29.3	2060
90	6330	52.5*	3690	40.5	2850
100	7030	57.5*	4040	45	3160

Factores y Combinaciones de Carga AISC-LRFD

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

El AISC-LRFD tiene las siguientes combinaciones de carga:

Cuadro 4.32 Factores y Combinaciones de Carga AISC-LRFD [38]

Fórmula AISC-LRFD	Combinación de Carga	Máxima posibilidad de carga en la vida útil de 50 años
(A4.1)	1.4 D	Carga muerta D durante la construcción
(A4.2)	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (S ó L _r ó R)	Carga viva L
(A4.3)	1.2 D + 1.6 (L _r ó S ó R) + (0.8 W ó 0.5 L)	Carga en el techo
(A4.4)	1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L _r ó S ó R)	Carga de viento W aditiva a la carga muerta
(A4.5)	1.2 D + 1.5 E + (0.5 L ó 0.2 S)	Carga de sismo o aditiva a la carga muerta
(A4.6)	0.9 D - (1.3 W ó 1.5 E)	W ó E opuesta a la carga muerta

S = Carga de nieve; L_r = carga viva sobre el techo; R = carga inicial de lluvia en techos planos cuando falla el desagüe.

D, L, L_r, S, W, E son las cargas de servicio establecidas por los reglamentos. Luego de aplicadas las combinaciones anteriores se tienen los efectos máximos últimos Q que intervienen en los estados límites.

Recomendaciones del AISC aplicables a la soldadura [38]

Entre las recomendaciones más importantes más importantes establecidas por la sociedad americana de acero se tienen:

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el ancho de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a ¼ de la longitud de la soldadura.
- El ancho máximo de una soldadura de filete, para material de hasta ¼", es de ¼". Para planchas más gruesas, no debe ser mayor que el espesor no se arregla especialmente para dar un grueso completo de la garganta.

- Las vueltas de extremo son muy útiles en la reducción de concentraciones de esfuerzos que ocurren en los extremos de las soldaduras, particularmente para conexiones donde hay vibración considerable y excentricidad en la carga.
- Los anchos mínimos de soldadura filete están en el siguiente cuadro:

Cuadro. 4.33 Tamaños mínimos de soldadura filete [38]

Tipo de unión	Espesor de la placa más gruesa	Tamaño mínimo de soldadura
Soldadura filete	hasta 1/4"	1/8"
	más de 1/4" hasta 1/2"	3/16"
	más de 1/2" hasta 3/4"	1/4"
	más de 3/4" hasta 1 1/2"	5/16"
	más de 1 1/2" hasta 2 1/4"	3/8"
	más de 2 1/4" hasta 6"	1/2"

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PIEDRA FINA II DE SECCIÓN COMPUESTA (VIGAS METÁLICAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO)

Descripción:

La superestructura del puente Piedra Fina II consiste en una sección compuesta de vigas longitudinales de acero de sección constante, simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado de una longitud de 45,00 metros y un ancho de 11,00 metros.

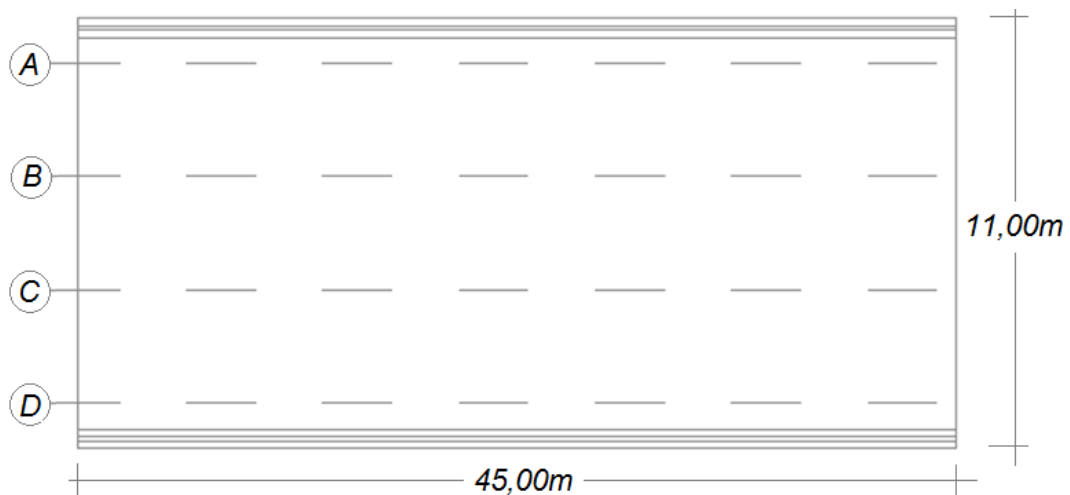


Fig. 5.1 Tablero en planta

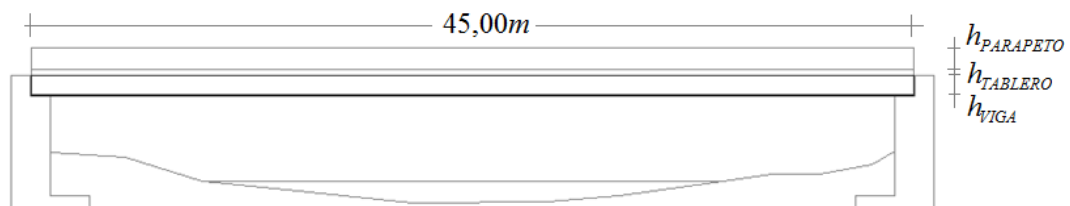


Fig. 5.2 Superestructura compuesta en elevación

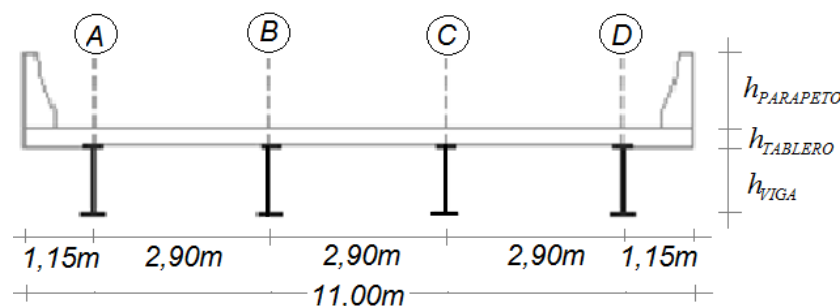


Fig. 5.3 Sección transversal

SELECCIÓN DE LAS PROTECCIONES LATERALES: MATERIALES Y DISEÑO

MATERIALES

- Resistencia a los 28 días del hormigón del tablero $f'c = 28MPa$
- Resistencia a los 28 días del hormigón de las protecciones laterales, $f'c = 24MPa$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2 \times 10^5 MPa$
- Límite de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 420MPa$

DISEÑO DE PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR [12]

El estudio de tráfico indica que se trata de una vía expresa de alta velocidad por parte de camiones y vehículos pesados representando un porcentaje representativo del tráfico promedio diario, por lo que, según los niveles de capacidad de carga en función de la alineación del puente, el volumen y velocidad de tráfico y las condiciones de emplazamiento, corresponde a un nivel (PV-5). De este nivel se obtienen las siguientes cargas y dimensiones para protecciones laterales vehiculares.

Cuadro 5.1 Cargas y dimensiones para protecciones laterales vehiculares (PV-5)

F_T (kN)	F_L (kN)	F_v (kN)	L (mm)	L_v (mm)	H_{Emin} (mm)	H_{min} (mm)
550	183	355	2440	12200	1070	1070

Como protección lateral vehicular se adopta un parapeto macizo de nivel (PV-5) con sección transversal variable.

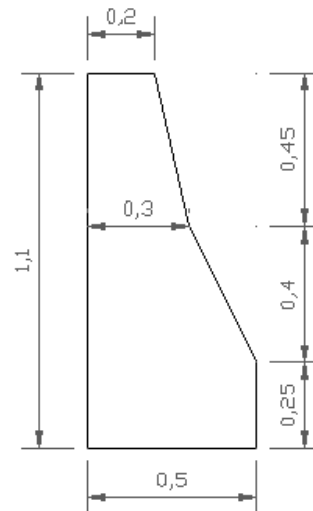


Fig. 5.4 Sección transversal adoptada para protección lateral vehicular parapeto (PV-5)

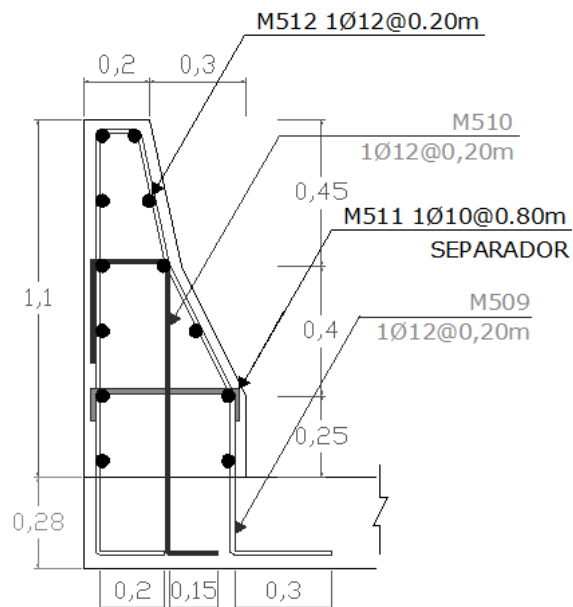


Fig. 5.5 Esquema de armado y dimensionamiento de la protección lateral parapeto (PV-5)

DISEÑO DE TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO [12]

Se diseña un tablero de hormigón armado con armadura principal perpendicular al tráfico con los siguientes datos:

- Luz: $L = 45,00m = 45000mm$
- Ancho total del tablero: $A_{CALZADA+BORDILLOS} = A_{C+B} = 11,00m = 11000mm$
- Ancho de calzada: $A_{CALZADA} = A_C = 10,00m = 10000mm$
- Número de vigas: $N_v = 4$
- Resistencia del hormigón: $f'_c = 28MPa = 28N/mm^2$
- Fluencia del acero: $f_y = 420MPa = 420N/mm^2$
- Carga vehicular: $HL-93$

A. Preselección de la protección lateral

La protección lateral adoptada es un parapeto de hormigón armado, acoplado a la necesidad mediante los niveles de capacidad de carga en función de la alineación del puente, el volumen y velocidad de tráfico y las condiciones de emplazamiento, corresponde a un nivel (PV-5), puentes en carretera de alta velocidad y vías expresas, con tráfico mezclado de camiones y vehículos pesados.

B. Preselección del espesor del tablero (t)

El espesor mínimo recomendado para el tablero (A.2.5.2.6.3-1) para vanos simplemente apoyados:

$$t_{MIN} = \frac{1,20 \times (S + 3000)}{30} \quad (5.1)$$

Donde:

- t_{MIN} = espesor mínimo (mm)
- S = distancia paralela entre los ejes longitudinales de las vigas en (mm)

$$t_{MIN} = \frac{1,20 \times (2900 + 3000)}{30}$$
$$t_{MIN} = 236mm$$

Para establecer el espesor del tablero (t) en los vanos correspondientes a la sección transversal del puente se añade el espesor de la capa sacrificial ($h_{SACRIFICIAL}$) al espesor estructural del tablero (t_{MIN}) por motivos de desgaste y conservación de dicho espesor estructural.

$$h_{SACRIFICIAL} = 20mm$$

Con lo que se tiene:

$$t = t_{MIN} + h_{SACRIFICIAL} \quad (5.3)$$

$$t = 236 + 20$$

$$t = 256mm \approx 0,26m$$

En el caso del voladizo, como éste debe soportar el posible choque de los vehículos, su espesor debe ser mayor que en el interior de los vanos de la sección transversal del puente en por lo menos 25mm.

$$t_v = t + 25mm \quad (5.4)$$

$$t_v = 256 + 25$$

$$t_v = 281mm \approx 0,28m$$

C. Preselección del espaciamiento entre vigas (S) y la longitud del voladizo (L_v)

Es aconsejable que la longitud del voladizo de la sección transversal del puente y la separación entre ejes de las vigas longitudinales sean iguales a:

$$S \geq 2 \times L_v \quad (5.5)$$

$$L_v = \frac{W - S(N_v - 1)}{2} \quad (5.6)$$

Donde:

- L_v = longitud del voladizo (m)
- S = espaciamiento entre vigas (m)
- W = ancho total del puente (m)
- N_v = número de vigas

$$S \geq 2 \times \frac{W - S(N_v - 1)}{2}$$

$$S \geq W - S(N_v - 1)$$

$$S \geq 11,00 - S(4 - 1)$$

$$4S \geq 11,00$$

$$S \geq 2,75m$$

Se adopta: $S = 2,90m$

Con lo que la longitud del voladizo es:

$$L_v = \frac{11,00 - 2,90(4 - 1)}{2}$$

$$L_v = 1,15m$$

D. Preselección de la altura de las vigas

Se detallará a continuación debido a que las vigas son de acero y no de hormigón armado.

E. Comprobación del gálibo libre (MOP-Ecuador)

El galibo libre se lo analizó en el capítulo No.2 obteniendo un valor de 5090mm. El MTOP recomienda que el gálibo libre (GL) sea:

$$GL \geq 2000mm \quad (5.7)$$

$$5090mm > 2000mm$$

F. Sección transversal adoptada (Prediseño)

Se puede iniciar con la etapa del diseño a partir de la sección transversal del puente resultante del prediseño.

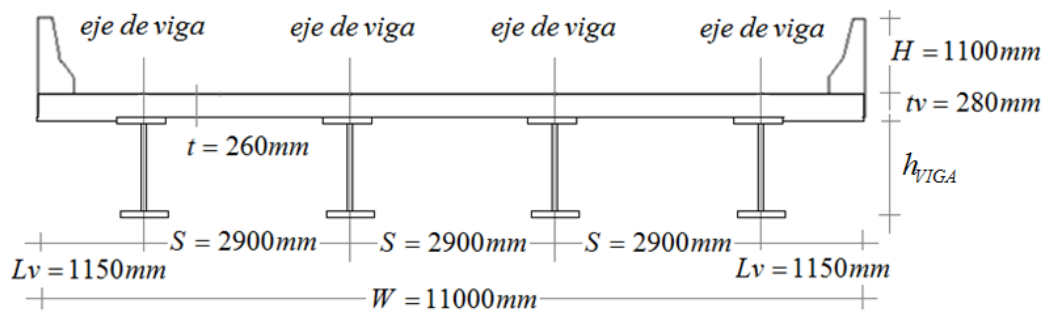


Fig. 5.6 Sección transversal de la superestructura del puente

Diseño del tablero con armadura principal perpendicular al tráfico

A. Verificación del espesor del tablero (A.2.5.2.6.3-1)

El espesor del tablero seleccionado cumple con la normativa AASHTO, por tanto se adopta:

- Para la parte interior del tablero

$$t_{MIN} = 236mm \quad (\text{Espesor estructural resistente})$$

$$t = 260mm = 0,26m$$

- Para la parte externa del tablero o voladizo

$$t_v = 280mm = 0,28m$$

B. Carga muerta solicitante

Se determina el peso de los elementos permanentes tomando una franja del tablero en la dirección perpendicular al tráfico de un ancho unidad (A.3.5.1), en este caso se trata de una franja paralela al estribo y de 1mm de ancho.

- Peso del parapeto o barrera vehicular (P_b) en N/mm

$$P_b = 9,36 N/mm$$

- Peso de capa de rodadura (W_{DW}) en N/mm

$$W_{DW} = \rho_{DW} \times g \times h \quad (5.8)$$

En donde:

- ρ_{DW} = densidad de superficies de rodadura bituminosas
- g = gravedad
- h = altura de la capa de rodadura

$$\begin{aligned} W_{DW} &= \rho_{DW} \times g \times h \\ W_{DW} &= (2250 \times 9,81 \times 10^{-9}) \times 75 \\ W_{DW} &= 1,66 \times 10^{-3} N/mm \end{aligned}$$

- Peso de losa del tablero (W_s) en N/mm

$$W_s = \rho_s \times g \times t \quad (5.9)$$

En donde:

- ρ_s = densidad de hormigón

- t = peralte de tablero (zona interior)

$$W_s = \rho_s \times g \times t$$

$$W_s = (2400 \times 9,81 \times 10^{-9}) \times 260$$

$$W_s = 6,12 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$$

- Peso de losa del voladizo (W_{VOL}) en N/mm

$$W_{VOL} = \rho_s \times g \times t_v \quad (5.10)$$

En donde:

- ρ_s = densidad de hormigón
- t_v = peralte de tablero (zona exterior)

$$W_{VOL} = \rho_s \times g \times t_v$$

$$W_{VOL} = (2400 \times 9,81 \times 10^{-9}) \times 280$$

$$W_{VOL} = 6,59 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$$

C. Solicitación por carga muerta: momentos flectores y reacciones en los apoyos

Se trata de una viga continua sobre un número determinado de apoyos, con voladizos en ambos extremos, teniendo las siguientes secciones de análisis en la viga equivalente que representa a la franja del tablero:

- Apoyo exterior (apoyo B) para R y $M_{MAX}(-)$
- En el primer apoyo interior (apoyo C), para el $M_{MAX}(-)$
- A $0,4 \times S$ del primer apoyo (de B) para el $M_{MAX}(+)$
- En el centro del vano central (CL) para el $M_{MAX}(+)$

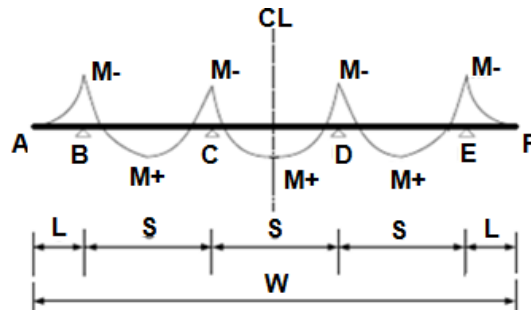


Fig. 5.7 Diagrama de momentos de la franja transversal del tablero en análisis [12]

- 1) **Peso propio de la losa del tablero en la zona interior** ($W_s = 6,12 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$) **de espesor** ($t = 260 \text{ mm}$), **y separación de ejes entre vigas de** ($S = 2900 \text{ mm}$)

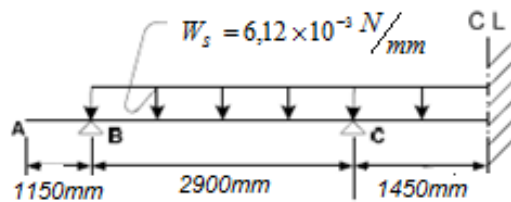


Fig. 5.8. Carga distribuida del peso de la losa (W_s)

Momentos en ($\text{N} \cdot \text{mm/mm}$) y reacciones en (N/mm) obtenidos con el programa SAP 2000:

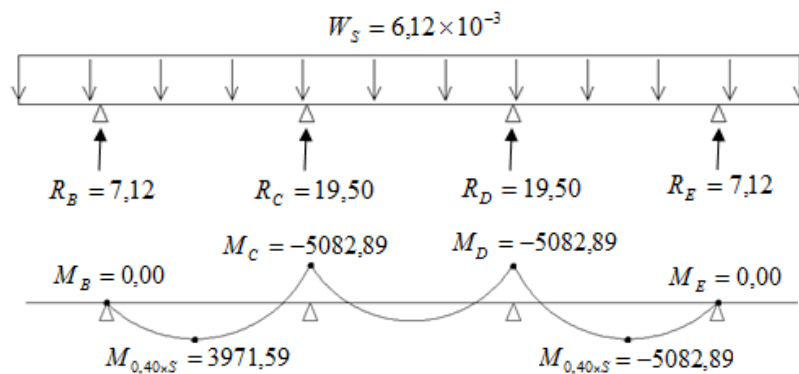


Fig. 5.9 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso del tablero (W_s) en SAP 2000

2) Peso propio losa del voladizo ($W_{VOL} = 6,59 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$) de espesor ($t_V = 280 \text{ mm}$) y longitud ($L_V = 1150 \text{ mm}$)

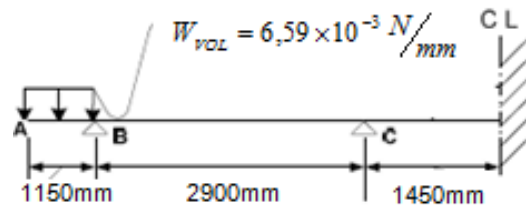


Fig. 5.10 Carga distribuida del peso de la losa (W_{VOL}) [12]

Momentos en ($\text{N} \cdot \text{mm/mm}$) y reacciones en (N/mm) obtenidos con el programa SAP 2000:

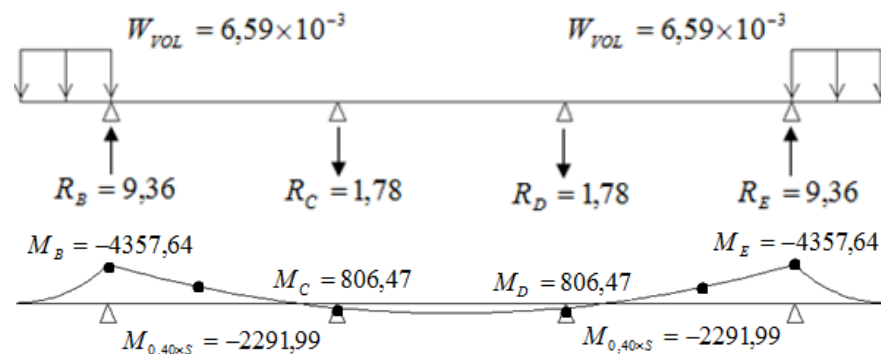


Fig. 5.11 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso de la losa (W_{VOL}) en SAP 2000

3) Peso propio de la protección lateral ($Pb = 9,36 \text{ N/mm}$)

Se considera esta carga aplicada en el centro de masas del elemento. Su ubicación se encuentra a una distancia (x) en mm medida desde el apoyo exterior o eje de la viga exterior al borde exterior.

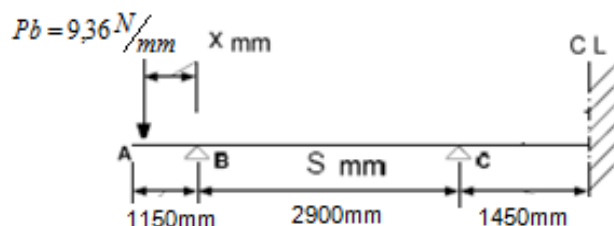


Fig.5.12 Carga distribuida del peso de la protección lateral (Pb)

Para hallar el punto donde actúa la carga debido al peso propio de la protección lateral se realiza un análisis de la sección con el fin de encontrar el centro de gravedad en sentido (X-X)

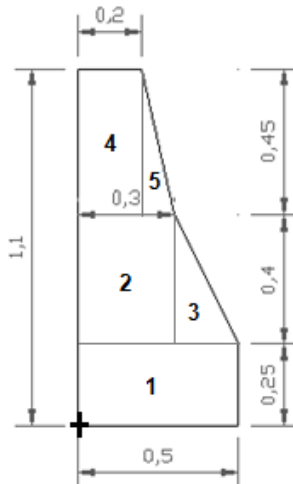


Fig. 5.13 Análisis de la sección para hallar el centro de gravedad

Cuadro. 5.2 Centro de gravedad (x-x)

Segmento	Ai (m2)	Xi (m)	Ai * Xi
1	0,1250	0,2500	0,0313
2	0,1200	0,1500	0,0180
3	0,0400	0,3667	0,0147
4	0,0900	0,1000	0,0090
5	0,0225	0,2333	0,0053
	0,3975		0,0782

$$X_c = \frac{\sum Ai \times Xi}{\sum Ai} \tag{5.11}$$

$$X_c = \frac{0,0782}{0,3975} = 0,197m = 197mm$$

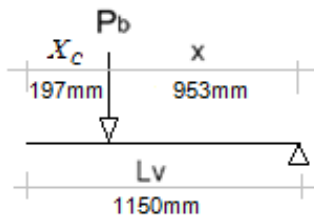


Fig. 5.14 Ubicación del centro de gravedad del parapeto

Momentos en $(N \cdot mm/mm)$ y reacciones en (N/mm) obtenidos con el programa SAP 2000:

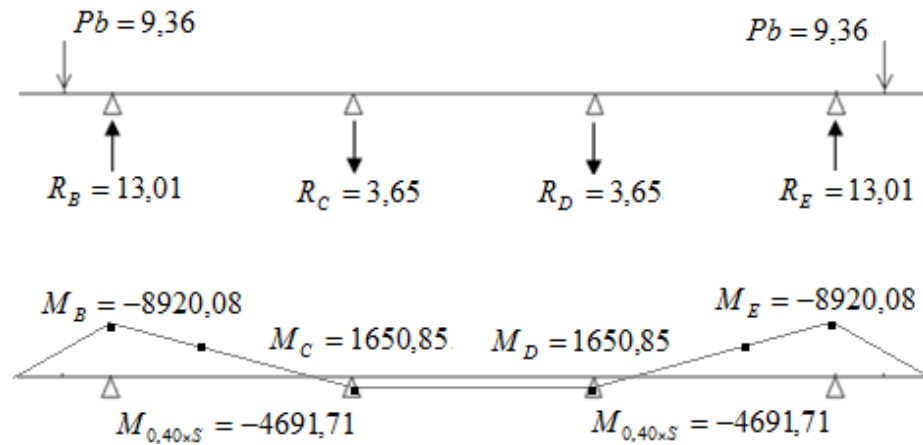


Fig. 5.15 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso de la protección lateral (P_b) en SAP 2000

4) Peso propio de la capa de rodadura con $h = 75mm$ de altura
 $(W_{DW} = 1,66 \times 10^{-3} N/mm)$

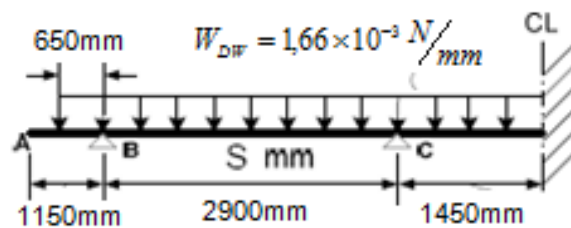
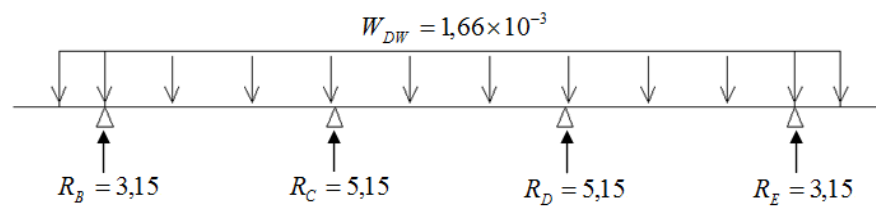


Fig. 5.16. Carga distribuida del peso de la capa de rodadura (W_{DW})

Momentos en $(N \cdot mm/mm)$ y reacciones en (N/mm) obtenidos con el programa SAP 2000:



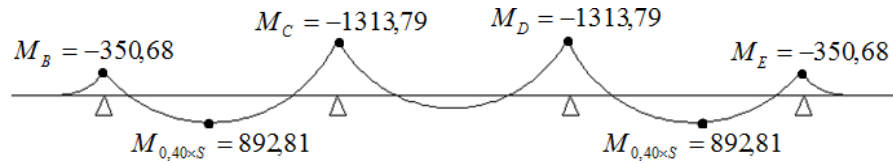


Fig. 5.17 Momentos y reacciones por carga distribuida del peso de la capa de rodadura (W_{DW}) en SAP 2000

D. Solicitación por carga vehicular HL-93:

5) Momento negativo por carga viva en el voladizo

Se ubica la carga de rueda en la posición de máxima excentricidad a 300 mm de la cara interna de la protección lateral. El ancho de la franja transversal equivalente (E_v) es:

$$E_v = 1140 + (0,833 \times X) \quad (5.12)$$

Donde:

- X = es la distancia de la carga de la rueda hasta el eje del apoyo (viga longitudinal) (mm)

$$E_v = 1140 + (0,833 \times 350)$$

$$E_v = 1431,55 \text{ mm}$$

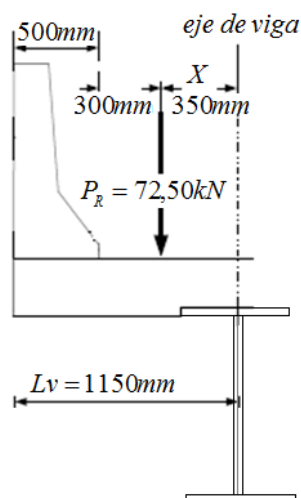


Fig. 5.18 Ubicación de la carga de rueda en posición de máxima excentricidad

El momento flector en el apoyo B, tomando en consideración un factor de carga (m), es igual a:

$$M_B = -m \times \left(\frac{P_R}{E_v} \times X \right) \quad (5.13)$$

Donde:

- m = factor de carga simultánea en varias vigas $m = 1,20$ (1 vía)
- P_R = carga puntual debido a una llanta del eje del camión HL-

$$93. P_R = \frac{P}{2} = \frac{145kN}{2} = 72,50kN = 72500N$$

$$M_B = -m \times \left(\frac{P_R}{E_v} \times X \right)$$

$$M_B = -1,20 \times \left(\frac{72500}{1431,55} \times 350 \right)$$

$$M_B = -21,27 kN \cdot mm/mm$$

6) Momento máximo positivo por carga viva

Para separaciones iguales entre ejes de vigas (S), es decir vanos iguales del tablero, el M_{MAX}^+ ocurre en el primer vano a la distancia de $0,40 \cdot S$ desde el apoyo B. se analiza la posición del vehículo para uno y dos vías cargadas simultáneamente; en ambos casos el ancho de la franja equivalente es:

$$E^+ = 660 + (0,55 \times S) \quad (5.14)$$

$$E^+ = 660 + (0,55 \times 2900)$$

$$E^+ = 2255,00mm$$

Utilizando las ordenadas de las respectivas líneas, determinamos los valores de reacción en el apoyo B y el momento positivo máximo:

c) Una vía cargada

Se considera la aplicación del eje posterior de un vehículo de diseño, de tal forma que la carga de una rueda coincida con la abscisa, en donde se produce la máxima sollicitación $0,40 \cdot S$ del primer vano.

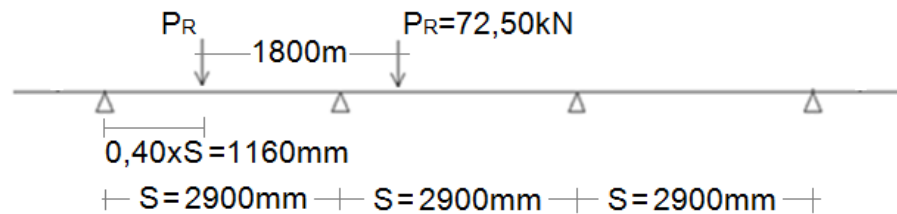


Fig. 5.19 Posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^+
(Una vía cargada)

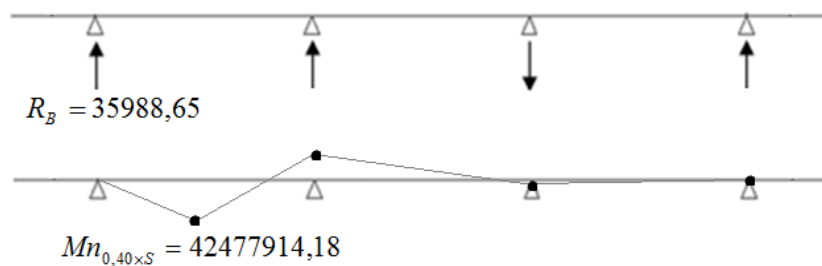


Fig. 5.20 Momento $Mn_{0,40 \times S}$ en $(N \cdot mm/mm)$ y reacción R_B en (N/mm)
obtenidos con el programa SAP 2000 para la posición del eje del camión
de diseño para M_{MAX}^+ (una vía cargada)

$$M_{0,40 \times S} = m \times \frac{Mn_{0,40 \times S}}{E^+} \times S \quad (5.15)$$

$$M_{0,40 \times S} = 1,20 \times \frac{42477914,18}{2255,00} \times 1,33$$

$$M_{0,40 \times S} = 30,06 kN \cdot mm/mm$$

d) Dos vías cargadas simultáneamente

Con esta finalidad se considera la aplicación de los ejes posteriores de dos vehículos de diseño, haciendo coincidir una de las cargas de cada eje, con la abscisa de máxima sollicitación del primer y tercer vano. El coeficiente de carga simultánea para este caso es $m = 1,00$, por tanto:

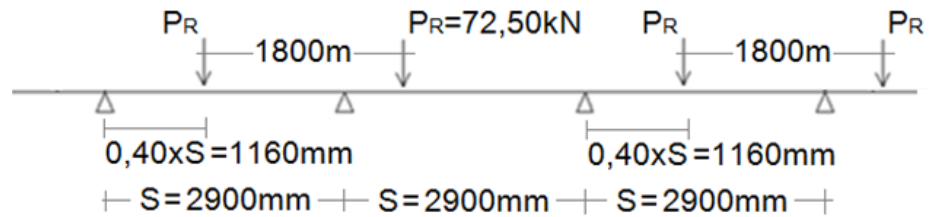


Fig. 5.21 Posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^+
(Dos vías cargadas simultáneamente)

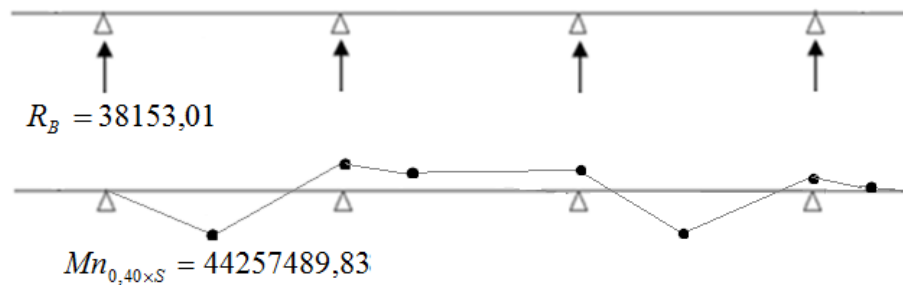


Fig. 5.22 Momento $Mn_{0,40 \times S}$ en $(N \cdot mm/mm)$ y reacción R_B en (N/mm)
obtenidos con el programa SAP 2000 para la posición del eje del camión
de diseño para M_{MAX}^+
(Dos vías cargadas simultáneamente)

$$M_{0,40 \times S} = m \times \frac{Mn_{0,40 \times S}}{E^+} \times IM \quad (5.16)$$

$$M_{0,40 \times S} = 1,00 \times \frac{44257489,83}{2255,00} \times 1,33$$

$$M_{0,40 \times S} = 26,10 kN \cdot mm/mm$$

Se compara los dos resultados, el mayor corresponde al caso de una vía de carga, por lo que se adopta:

$$M_{MAX}^{+} = M_{0,40 \times S} = 30,06 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

7) Momento máximo negativo por carga viva en apoyos internos del tablero.

El M_{MAX}^{-} está en el primer apoyo interno (apoyo C) para una vía cargada y la posición crítica del camión de diseño $m = 1,20$. Como en el caso de dos vías cargadas simultáneamente, al ser el coeficiente $m = 1,00$, se obtiene un momento resultante menor que cuando se carga con un vehículo, entonces es suficiente analizar únicamente el primer caso.

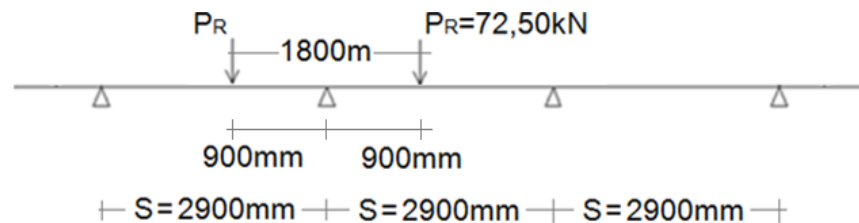


Fig. 5.23 Posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^{-}
(Una vía cargada)

El ancho de la franja equivalente:

$$E^{-} = 1220 + (0,25 \times S) \quad (5.17)$$

$$E^{-} = 1220 + (0,25 \times 2900)$$

$$E^{-} = 1945,00 \text{ mm}$$

Utilizando las líneas de fluencia, el momento máximo negativo por carga viva es igual al momento en el apoyo C:

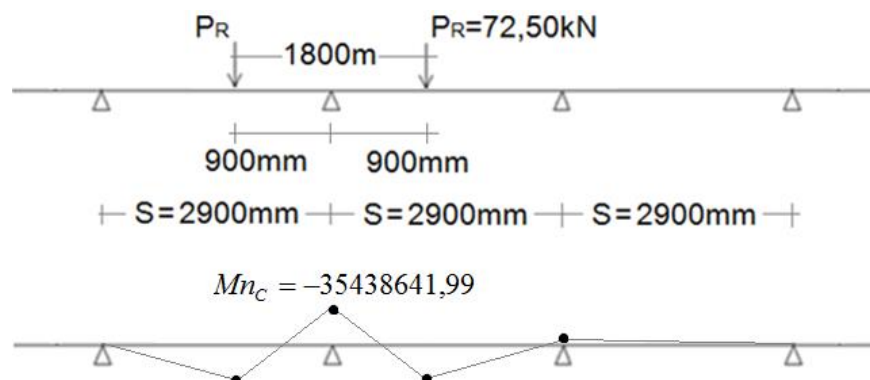


Fig. 5.24 Momento M_{n_C} en $(N \cdot mm/mm)$ obtenido con el programa SAP 2000 para la posición del eje del camión de diseño para M_{MAX}^- (Una vía cargada)

$$M_{C..MAX} = m \times \frac{M_{n_C}}{E^-} \times 1,33 \quad (5.18)$$

$$M_{C..MAX} = 1,20 \times \frac{-35438641,99}{1945,00} \times 1,33$$

$$M_{C..MAX} = -29,08 kN \cdot mm/mm$$

8) Reacción máxima en la viga externa:

La máxima reacción se presenta en el apoyo B, para la posición de máxima excentricidad de la carga de rueda. Esta posición se encuentra cuando la carga de rueda más externa del eje del camión de diseño se coloca a 300 mm de la cara interna de la protección lateral.

El ancho de la franja equivalente es igual a la del momento negativo en el voladizo de la sección transversal: E (mm), E_v (mm). Utilizando los coeficientes de las líneas de influencia.

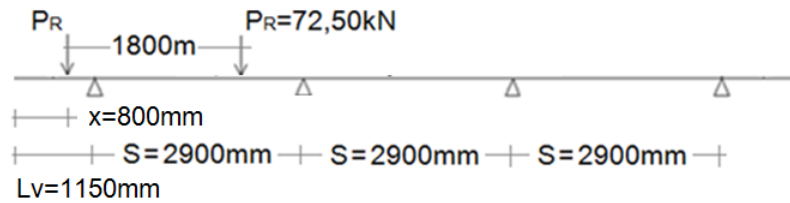


Fig. 5.25 Posición de máxima excentricidad del eje posterior del camión de diseño para obtener la ($R_{B..MAX}$) en la viga externa

En la fig. 4.32. (x) representa el ancho de la sección transversal de la protección lateral más los 300mm.



Fig. 5.26 Reacción Rn_B en (N/mm) obtenida con el programa SAP 2000 representa el ancho de la sección transversal de la protección lateral más los 300mm

$$R_{B..MAX} = m \times (Rn_B / E_v) \quad (5.19)$$

$$R_{B..MAX} = 1,20 \times (112647,52 / 1431,55)$$

$$R_{B..MAX} = 94,43 \text{ N/mm}$$

E. Diseño del refuerzo

1. Determinación de solicitaciones máximas para la Combinación 1 Resistencia:

Para el diseño por Estado límite de Resistencia 1:

- Coeficiente de modificación de carga $\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$ (ver cuadro 4.2 y 4.3)

- $\eta \geq 0,95$, para cargas con γ_p máximos
- $\eta \leq 1,00$, para cargas con γ_p mínimos
- Factores de carga γ_p (ver cuadro 4.7 y 4.8)
 - $\gamma_{DC} = 1,25$ (máximo), para efectos por carga muerta (DC) de la protección lateral, losa del voladizo, y losa de los tramos internos del tablero.
 - $\gamma_{DW} = 1,50$ (máximo), para los efectos de carga muerta (DW) de la capa de rodadura.
 - $\gamma_{LL} = 1,75$ (máximo), para los efectos de carga viva (LL) e impacto (IM).
 - Factor de impacto: IM = 33%

Cuadro 5.3 Resumen de los efectos parciales en las secciones de análisis por carga muerta y carga viva

Efecto	Unidades	Carga Muerta				Carga Viva
		DC			DW	LL
		Losa Voladizo	Losa Tablero Interior	Protección Lateral	Capa de Rodadura	Carga Camión
w	N/mm	$6,59 \times 10^{-3}$	$6,12 \times 10^{-3}$	9,36	$1,66 \times 10^{-3}$	$72,50 \times 10^{-3}$
R_B	N/mm	9,36	7,12	13,01	3,15	94,43
M_B	$N \cdot mm/mm$	-4357,64	0,00	-8920,08	-350,68	-21270,65
$M_{0,40 \times S}$	$N \cdot mm/mm$	-2291,99	3971,59	-4691,71	892,81	30064,19
M_C	$N \cdot mm/mm$	806,47	-5082,89	1650,85	-1313,79	-29079,73

Reacción máxima solicitante en el apoyo B:

$$\overline{R_B} = n \times \gamma_p \times R_{DC} + n \times \gamma_p \times R_{DW} + n \times \gamma_{LL} \times R_{LL+IM} \quad (5.20)$$

$$\overline{R_B} = n \times [\gamma_{DC} \times R_{DC} + \gamma_{DW} \times R_{DW} + \gamma_{LL} \times R_{LL+IM}]$$

$$\overline{R_B} = 0,95 \times [1,25 \times (9,36 + 7,12 + 13,01) + 1,50 \times (3,15) + 1,75 \times (94,43 \times 1,33)]$$

$$\overline{R_B} = 248,30 \text{ N/mm}$$

Momento máximo negativo M_{MAX}^- en el apoyo B:

$$\overline{M}_B = n \times \gamma_{DC} \times M_{DC} + n \times \gamma_{DW} \times M_{DW} + n \times \gamma_{LL} \times M_{LL+IM} \quad (5.21)$$

$$\overline{M}_B = n \times [\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL} \times M_{LL+IM}]$$

$$\overline{M}_B = 0,95 \times [1,25 \times (-4357,64 - 8920,08) + 1,50 \times (-350,68) + 1,75 \times (-21270,65 \times 1,33)]$$

$$\overline{M}_B = -63299,08 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Momento máximo positivo M_{MAX}^+ solicitante:

Para la determinación del momento máximo positivo M_{MAX}^+ solicitante que se calcula en la abscisa $0,40 \cdot S$ del primer tramo interno del tablero, se utilizan los coeficientes de carga permanente de menor valor con los valores de los momentos parciales (DC) que tienen signo negativo, lo cual garantiza la obtención del momento máximo positivo:

- $\gamma_{DC} = 1,25$ (máximo) para efectos por carga muerta (DC) de la losa en tramos internos del tablero.
- $\gamma_{DC'} = 0,90$ (mínimo) para efectos por carga muerta (DC') del parapeto y de la losa del voladizo.
- $\gamma_{DW} = 1,50$ (máximo) para efectos por carga muerta (DW) de la capa de rodadura.

$$\overline{M}_{0,40.S} = n \times [\gamma_{DC} \times (DC)] + n \times [\gamma_{DC'} \times (DC')] + n \times [\gamma_{DW} \times (DW) + \gamma_{LL} \times (LL) \times 1,33] \quad (5.22)$$

$$\overline{M}_{0,40.S} = 0,95 \times [1,25 \times (3971,59)] + 1,00 \times [0,90 \times (-2291,99 - 4691,71)] + 0,95 \times [1,50 \times (892,81) + 1,75 \times (30064,19) \times 1,33]$$

$$\overline{M}_{0,40.S} = 66178,87 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Momento máximo negativo M_{MAX}^- solicitante:

Se utiliza los coeficientes de carga permanente (γ_p) de menor valor, con los momentos parciales (DC) que tienen signo positivo:

$$\overline{M}_C = n \times [\gamma_{DC} \times (DC)] + n \times [\gamma_{DC'} \times (DC')] + n \times [\gamma_{DW} \times (DW) + \gamma_{LL} \times (LL) \times 1,33] \quad (5.23)$$

$$\begin{aligned} \overline{M}_C = & 0,95 \times [1,25 \times (-5082,89)] + 1,00 \times [0,90 \times (806,47 + 1650,85)] \\ & + 0,95 \times [1,50 \times (-1313,79) + 1,75 \times (-29079,73) \times 1,33] \end{aligned}$$

$$\overline{M}_C = -69995,41 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Cuadro 5.4 Máximas solicitaciones para el Estado Límite de Resistencia

Efecto	Máxima solicitación Combinación 1	Unidades
\overline{R}_B	248,30	N/mm
\overline{M}_B	- 63299,08	$N \cdot mm/mm$
$\overline{M}_{0,40 \times S}$	66178,87	$N \cdot mm/mm$
\overline{M}_C	- 69995,41	$N \cdot mm/mm$

2. Verificación de la geometría de la sección transversal del puente:

Sobre la base de las máximas solicitaciones de momentos máximos positivos y negativos, se verifica si es conveniente la separación propuesta entre las vigas longitudinales del puente y la longitud del voladizo, lo cual permitirá un diseño económico. Comparamos los valores más altos de los momentos negativos (en dos apoyos consecutivos B y C), por razones prácticas, si su diferencia se mantiene aproximadamente alrededor del 10%, se puede considerar aceptable.

$$\overline{\Delta M} = |\overline{M}_B| - |\overline{M}_C| \quad (5.24)$$

$$\overline{\Delta M} = |-63299,08| - |-69995,41|$$

$$\overline{\Delta M} = 6696,33 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

$$\% \overline{\Delta M} \leq 10\% \quad (5.25)$$

$$\% \overline{\Delta M} = \frac{6696,33 \times 100}{69995,41} = 9,57 < 10\%$$

Si cumple: se acepta el valor de L_v (longitud del volado), y se acepta la sección transversal seleccionada del puente y se prosigue con el diseño.

3. Determinación de los momentos de diseño

a) Momento Positivo de diseño:

Para el diseño de la armadura positiva o inferior del tablero, el momento de diseño correspondiente al valor determinado en el primer vano a 0,40 de la separación de las vigas longitudinales del puente que hacen el papel de soporte del tablero para la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia.

$$M_u^+ = \overline{M}_{0,40s} \quad (5.26)$$

$$M_u^+ = 66,18 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

b) Momento Negativo de diseño:

Para el diseño de la armadura superior del tablero (A.4.6.2.1.6) se necesita determinar el momento en la cara interna del elemento que le sirve de soporte (Apoyo B-Viga longitudinal exterior), sección A-A, lo cual representa una significativa disminución con respecto al máximo momento negativo obtenido en el eje del apoyo B para la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia.

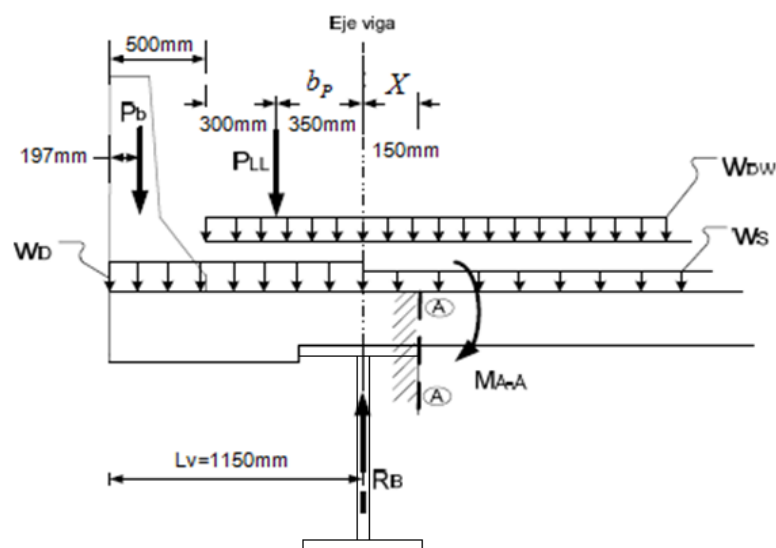


Fig. 5.27 Cargas y Sección Crítica A-A para el momento negativo de diseño

Siguiendo el mismo procedimiento anterior y utilizando los datos y resultados obtenidos y tabulados en el Cuadro 5.4, determinamos en la Sección A-A los momentos parciales de cada una de las cargas solicitantes (Fig. 4.16) correspondientes a la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia:

- Carga Muerta de la losa del tablero (parte interna) (D):

$$M_s = (-0,50 \times w_s \times X^2) + (R_{B-s} \times X) \quad (5.27)$$

$$M_s = (-0,50 \times 6,12 \times 10^{-3} \times 150^2) + (7,12 \times 150)$$

$$M_s = 999,15 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

- Carga Muerta de la losa del voladizo del tablero (D):

$$M_D = \left[-w_D \times L_v \times \left(\frac{L_v}{2} + X \right) \right] + (R_{B-D} \times X) \quad (5.28)$$

$$M_D = \left[-6,59 \times 10^{-3} \times 1150 \times \left(\frac{1150}{2} + 150 \right) \right] + (9,36 \times 150)$$

$$M_D = -4090,41 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

- Carga Muerta de la Protección Lateral (D):

$$M_b = [-P_b \times (L_v + X - 197)] + (R_{B-b} \times X) \quad (5.29)$$

$$M_b = [-9,36 \times (1150 + 150 - 197)] + (13,01 \times 150)$$

$$M_b = -8372,58 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

- Carga Muerta de la Capa de Rodadura (DW):

$$M_{DW} = [-0,50 \times w_{DW} \times (L_v + X - 500)^2] + (R_{B-DW} \times X) \quad (5.30)$$

$$M_{DW} = [-0,50 \times 1,66 \times 10^{-3} \times (1150 + 150 - 500)^2] + (3,15 \times 150)$$

$$M_{DW} = 58,70 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

- Carga viva (LL):

Considerando: m =1,20 (1 vía cargada)

$$P_{LL} = m \times (P_R / E_v) \quad (5.31)$$

$$P_{LL} = 1,20 \times (72500 / 1431,55)$$

$$P_{LL} = 60,77 \text{ N/mm}$$

$$M_{LL} = [-P_{LL} \times (b_p + X)] + (R_{B-LL} \times X) \quad (5.32)$$

$$M_{LL} = [-60,77 \times (350 + 150)] + (94,43 \times 150)$$

$$M_{LL} = -16220,50 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Cuadro 5.5 Momentos flectores parciales en la sección A-A por carga muerta y carga viva

Tipo de Carga	Nomenclatura AASHTO	Componente	M _{A-A} N · mm/mm
Carga Muerta	DC	Losa voladizo M_s	-4090,41
		Losa tablero interior M_D	999,15
		Protección Lateral M_b	-8372,58
	DW	Capa de rodadura M_{DW}	58,70
Carga Viva	LL	Carga camión M_{LL}	-16220,50

Combinación de cargas 1 (Estado Límite de Resistencia):

$$U_{R-1} = \Sigma \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i = n \times [\gamma_p \times DC + \gamma_p \times DW + \gamma_p \times (LL + IM)] \quad (5.33)$$

$$U_{R-1}^{AA} = \overline{M}_{A-A} = 0,95 \times [1,25 \times (M_s + M_b) + 1,25 \times (M_D) + 1,50 \times (M_{DW}) + 1,75 \times (M_{LL}) \times 1,33]$$

$$U_{R-1}^{AA} = \overline{M}_{A-A} = 0,95 \times [1,25 \times (-4090,41 - 8372,58) + 1,25 \times (999,15) + 1,50 \times (58,70) + 1,75 \times (-16220,50) \times 1,33]$$

$$U_{R-1}^{AA} = \overline{M}_{A-A} = -49,40 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

Al comparar el momento en el apoyo B (ver cuadro 5.5) se encuentra que existe una sustancial disminución:

$$\overline{M}_B > \overline{M}_{A-A}$$

$$|-63,30 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}| > |-49,40 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}|$$

$$63,30 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm} > 49,40 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

Por tanto se tiene que el momento negativo de diseño es:

$$M_U^- = \overline{M}_B$$

$$M_U^- = 63,30 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

F. Diseño de la armadura de refuerzo

1. Selección del refuerzo

Características de los materiales:

- Hormigón armado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$
- Acero de refuerzo $f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 42 \text{ MPa}$

Recubrimientos

- $r_{MIN} = 25 \text{ mm}$
- $r_{SUP} = 50 \text{ mm}$, para otras exposiciones ambientales
- $r_{INF} = 25 \text{ mm}$, para losas fundidas en el sitio con varillas de hasta $\phi_V = 36 \text{ mm}$

Asumiendo la ubicación de varillas de $\phi_V = 16 \text{ mm} \therefore A_s = 200 \text{ mm}^2$

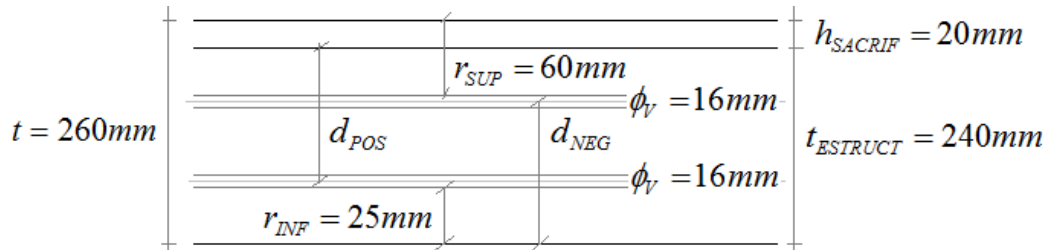


Fig. 5.28 Alturas efectivas en el armado del tablero

Determinación de alturas efectivas para el armado:

$$d_{POS} = t - (h_{SACRIF} + r_{INF} + \phi_V / 2) \quad (5.34)$$

$$d_{POS} = 260 - (20 + 25 + 16/2) = 207mm$$

$$d_{POS} = 207mm$$

$$d_{NEG} = t - (r_{SUP} + \phi_V / 2) \quad (5.35)$$

$$d_{NEG} = 260 - (60 + 16/2) = 192mm$$

$$d_{NEG} = 192mm$$

2. Determinación del refuerzo principal positivo As^+

$$M_u^+ = 66178,87 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} = 66,18 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

$$d_{POS} = 207mm$$

$$As^+ = \frac{Mu^+}{330 \times d} \quad (5.36)$$

$$As^+ = \frac{66178,87}{330 \times 207}$$

$$As^+ = 0,969 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$As_{MIN}^+ = \frac{0,03 \times f'c}{fy} \times b \times d^+ \quad (5.37)$$

$$As_{MIN}^+ = \frac{0,03 \times 28}{420} \times 1,00 \times 207$$

$$As_{MIN}^+ = 0,414 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\therefore As^+ > As_{MIN}^+$$

$$Espaciamiento = As(\phi_V) / As^+ \quad (5.38)$$

$$Espaciamiento = 200 / 0,969 = 206,40mm \cong 200mm$$

Se coloca: 1 varilla $\phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^+ = 1,00mm^2/mm$

Se verifica la ductilidad y la capacidad de momento para el As^+

a) Ductilidad:

$$a = \frac{As^+ \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad (5.39)$$

$$a = \frac{1,00 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1,00} = 17,65mm$$

$$a = 17,65mm$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0,35 \times d_{POS} \quad (5.40)$$

$$a \leq 0,35 \times 207 = 72,45mm$$

$$17,65mm < 72,45mm$$

b) Momento resistente:

$$\phi \times Mn = \phi \times As \times fy \times (d_{POS} - a/2) \quad (5.41)$$

$$\phi \times Mn = 0,90 \times 1,00 \times 420 \times (207 - 17,65/2)$$

$$\phi \times Mn = 74910,15 N \cdot mm/mm = 74,91kN \cdot mm/mm$$

$$\therefore \phi \times Mn \geq Mn^+ \quad (5.42)$$

$$74,91kN \cdot mm/mm \geq 66,18kN \cdot mm/mm$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE}$$

∴ Armadura principal positiva As^+

Colocación en la parte inferior del tablero

1 varilla $\phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^+ = 1,00mm^2/mm$

3. Determinación del refuerzo principal negativo As^-

$$U_{R-1}^{AA} = \overline{M}_{A-A} = -63299,08 N \cdot mm/mm = -63,30 kN \cdot mm/mm$$

$$d_{NEG} = 192mm$$

$$As^- = \frac{Mu^-}{330 \times d_{NEG}} \quad (5.43)$$

$$As^- = \frac{63299,08}{330 \times 192}$$

$$As^- = 1,00mm^2/mm$$

$$As_{MIN}^- = \frac{0,03 \times f'c}{fy} \times b \times d^- \quad (5.44)$$

$$As_{MIN}^- = \frac{0,03 \times 28}{420} \times 1,00 \times 192$$

$$As_{MIN}^- = 0,384mm^2/mm$$

$$\therefore As^- > As_{MIN}^-$$

$$Espaciamiento = As(\phi_V)/As^- \quad (5.45)$$

$$Espaciamiento = 200/1,00 = 200mm$$

Se coloca: 1 varilla $\phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^- = 1,00mm^2/mm$

Se verifica la ductilidad y la capacidad de momento para el As^-

a) Ductilidad:

$$a = \frac{As^- \times fy}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (5.46)$$

$$a = \frac{1,00 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1,00} = 17,65mm$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0,35 \times d_{NEG} \quad (5.47)$$

$$a \leq 0,35 \times 192 = 67,20mm$$

$$17,65mm < 67,20mm$$

b) Momento resistente:

$$\phi \times Mn = \phi \times As \times fy \times (d_{NEG} - a/2) \quad (5.48)$$

$$\phi \times Mn = 0,90 \times 1,00 \times 420 \times (192 - 17,65/2)$$

$$\phi \times Mn = 69,24kN \cdot mm/mm$$

$$\therefore \phi \times Mn \geq Mn^-$$

$$69,24kN \cdot mm/mm \geq 63,30kN \cdot mm/mm$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE}$$

\therefore Armadura principal negativa As^-

Colocación en la parte superior del tablero

$$1 \text{ varilla } \phi_v = 16mm@200mm \Rightarrow As^- = 1,00mm^2/mm$$

4. Determinación de la armadura secundaria

a) Armadura de distribución ($A_{s_{DIST}}$), se coloca en la parte inferior de la losa perpendicular al refuerzo principal requerido (A.9.7.3.2)

Para tableros con A_s principal al tráfico; el refuerzo de distribución es un porcentaje de la armadura principal:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{Se}} \leq 67\% \quad (5.49)$$

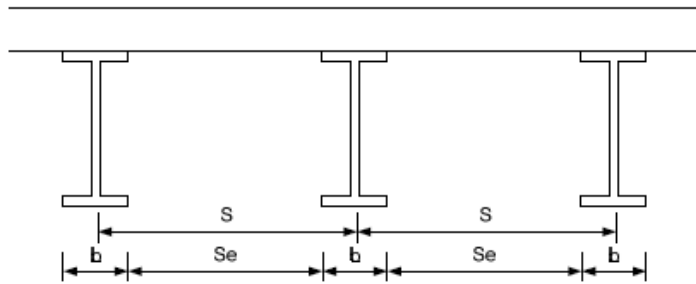


Fig. 5.29 Distancias entre ejes longitudinales de viga

$$Se = S - b \quad (5.50)$$

$$Se = 2900 - 300$$

$$Se = 2600mm$$

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2600}} = 75,31\%$$

Como: $75,31\% > 67,00\%$

\therefore Se utiliza $\% = 67\%$

$$A_{s_{DIST}} = \% \times A_{s_{RQUERIDO}}^+ \quad (5.51)$$

$$A_{s_{DIST}} = 0,67 \times 0,969$$

$$A_{s_{DIST}} = 0,650mm^2/mm$$

$$Espaciamiento = A_s(\phi_v) / A_s^+ \quad (5.52)$$

$$Espaciamiento = 150 / 0,650 = 230,77mm \cong 200mm$$

Se coloca: 1 varilla $\phi_V = 14mm@200mm \Rightarrow As_{DISTR} = 0,750mm^2/mm$

\therefore Armadura de distribución As_{DISTR}

Colocación en la parte inferior del tablero perpendicular a la armadura principal

1 varilla $\phi_V = 14mm@200mm \Rightarrow As_{DISTR} = 0,750mm^2/mm$

b) Armadura por contracción del hormigón armado y variación de temperatura ambiental (As_T), (A.5.10.8.2)

$$As_{T..MIN} \geq \frac{0,75 \times b \times t}{2 \times (b + t) \times fy} \quad (5.53)$$

$$As_{T..MIN} \geq \frac{0,75 \times 1,00 \times 260}{2 \times (1,00 + 260) \times 420}$$

$$As_{T..MIN} \geq 0,00089mm^2/mm$$

$$0,233mm^2/mm \leq As_T \leq 1,270mm^2/mm$$

Como $As_T > As_{T..MIN}$

$$\therefore As_T = As_{T..MIN} = 0,233mm^2/mm$$

$$Espaciamiento_{MAX} = 3 \times t = 3 \times 260 = 780mm \quad (5.54)$$

$$Espaciamiento_{MAX} = 450mm \quad (5.55)$$

$$Espaciamiento = As(\phi_V = 10mm)/As_T \quad (5.56)$$

$$Espaciamiento = 75/0,233 = 321,89mm \cong 300mm$$

Se coloca: 1 varilla $\phi_V = 10mm@300mm \Rightarrow As_T = 0,250mm^2/mm$

∴ Armadura por variación de temperatura ambiental As_T

Colocación en la parte superior del tablero perpendicular a la armadura principal negativa

$$1 \text{ varilla } \phi_V = 10\text{mm}@300\text{mm} \Rightarrow As_T = 0,250\text{mm}^2/\text{mm}$$

5. Control de fisuración (A.5.7.3.4), Estado Límite de Servicio

El aparecimiento de fisuras en hormigón armado se analiza para la Combinación 1 del Estado Límite de Servicio. La fisuración se controla estableciendo como límite de la armadura bajo cargas de servicio (fs) un esfuerzo de tensión admisible (fsa) y si el esfuerzo en la sección transversal excede el 80% del módulo de rotura ($fc > 0,80fr$)

Verificación del As^+ para la combinación de cargas 1 del Estado Límite de Servicio. (A.3.4.1)

Se analiza la máxima sollicitación en el acero por momento positivo (que se produce en el primer vano interior del tablero a la distancia $0,40 \times S$, para esta combinación los coeficientes de modificación y de carga son:

$$n = n_D \times n_R \times n_I \quad (\text{ver cuadro 4.2 y cuadro 4.3})$$

$$n = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

$$\gamma_{DC} = \gamma_{DW} = 1,00 \quad (\text{ver cuadro 4.8})$$

$$\gamma_{LL} = 1,00 \quad (\text{ver cuadro 4.8})$$

Combinación de cargas en análisis:

$$U_{s-1} = \sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i = 1,00 \times \left[1,00 \times DC + 1,00 \times DW + 1,00 \times LL \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right]$$

Los esfuerzos de tracción en el refuerzo son:

$$M_{MAX}^+ = M_{0,4S}^+ = 1,00 \times \left[1,00 \times M_{DC} + 1,00 \times M_{DW} + 1,00 \times M_{LL} \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] \quad (5.57)$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0,4S}^+ = 1,00 \times [1,00 \times (3971,59 - 2291,99 - 4691,71) + 1,00 \times (892,81) + 1,00 \times (30064,19) \times 1,33]$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0,4S}^+ = 37866,07 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} = 37,87 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

Se verifica la relación entre el esfuerzo de compresión de hormigón armado y el esfuerzo de rotura dado por:

$$f_c > 0,80 f_r \quad (5.58)$$

Si cumple \Rightarrow el hormigón armado se fisura

Si no cumple \Rightarrow el hormigón armado no se fisura

Esfuerzo de compresión (f_c)

$$f_c = \frac{6 \times M_{MAX}^+}{b \times t_{ESTRUCT}^2} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{6 \times 37866,07}{1,00 \times 240^2} = 3,94 \text{ MPa/m}$$

Esfuerzo a la rotura

$$0,80 \times f_r = 0,80 \times (0,63 \times \sqrt{f'_c}) \quad (5.60)$$

$$0,80 \times f_r = 0,80 \times (0,63 \times \sqrt{28}) = 2,67 \text{ MPa/m}$$

$$\therefore f_c > 0,80 \times f_r$$

$3,94 \text{ MPa/m} > 2,67 \text{ MPa/m} \Rightarrow$, el hormigón armado se fisura

a) Verificar el espaciamiento máximo de la armadura principal positiva inferior

El espaciamiento (s) adoptado debe ser:

$$dc = r_{INF} + \phi_V / 2 \quad (5.61)$$

Donde:

- dc = espesor del hormigón desde la fibra externa en tensión al centro de la varilla (mm)

$$dc = 25 + 16/2$$

$$dc = 33mm$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0,70 \times (t_{ESTRUCT} - dc)} \quad (5.62)$$

Donde:

- β_s = relación ancho grieta en cara en tensión y ancho de grieta a nivel del refuerzo.

$$\beta_s = 1 + \frac{33}{0,70 \times (240 - 33)}$$

$$\beta_s = 1,23$$

$$f_s = 0,60 f_y \quad (5.63)$$

Donde:

- f_s = esfuerzo de servicio (MPa)

$$f_s = 0,60 \times 420$$

$$f_s = 252MPa$$

- $\gamma_e = 0,75$ Exposición Clase 2 = superficies de apariencia cuidada y control de la aparición de la corrosión

$$1 \text{ varilla } \phi_V = 16mm @ 200mm \Rightarrow A_s^+ = 1,00mm^2/mm$$

$$s_{ADOPTADO} = 200mm$$

Recálculo del espaciamiento máximo

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{B_s \times f_s} \times \gamma e - 2dc \quad (5.64)$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1,23 \times 252} \times 0,75 - (2 \times 33)$$

$$s_{MAX} \leq 231,62mm$$

$$s_{ADOPTADO} = 200mm \leq s_{MAX} = 231,62mm$$

Por lo tanto, se ratifica que la armadura principal positiva As^+ a colocarse en la parte inferior de la losa del tablero es:

$$1 \text{ varilla } \phi_v = 16mm @ 200mm \Rightarrow As^+ = 1,00mm^2/mm$$

b) La verificación del valor del esfuerzo de servicio f_s al que estaría sometida la armadura considerando la sección fisurada.

Con ese objetivo, en primer lugar se determina la ubicación del eje neutro (e.n.) de la sección transversal transformada (sección rectangular), se asume que la zona comprimida del hormigón se halla en la parte superior por encima de la armadura negativa (fig. 4.19) y luego se procede a calcular el esfuerzo de trabajo del acero positivo en la sección fisurada (factor de inercia de la sección transformada fisurada).

La relación entre los módulos de elasticidad:

$$n = \left[\frac{E_s}{E_c} \right], \text{ número entero} \quad (5.65)$$

Donde:

- $E_s = 200MPa \Rightarrow$ Módulo de elasticidad del acero
- $E_c = 27,70MPa \Rightarrow$ Módulo de elasticidad del hormigón

$$n = \left[\frac{200}{27,70} \right] = 7$$

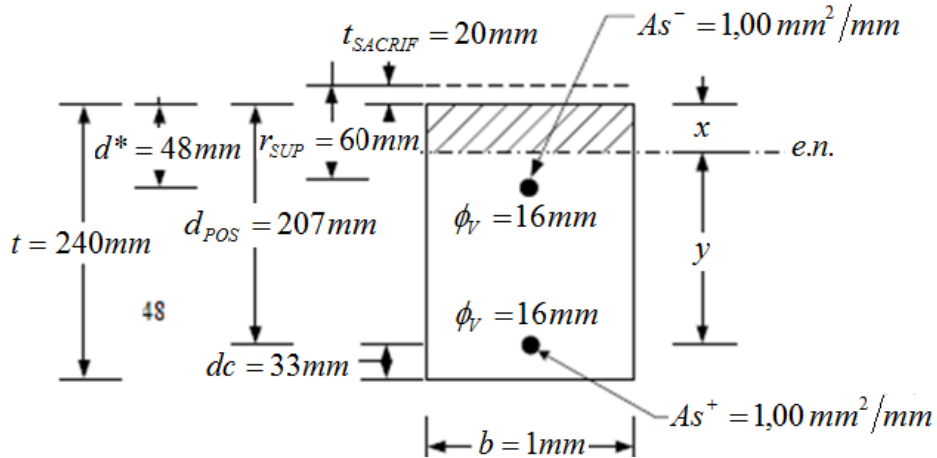


Fig. 5.30 Ubicación del Eje Neutro (e.n.) para la verificación del As^+

$$\Sigma M(e.n.) = 0$$

$$b \times x \times (x/2) = n \times As^- \times (d^* - x) + n \times As^+ \times (d_{POS} - x) \quad (5.66)$$

$$0,50 \times x^2 = 7 \times 1,00 \times (48 - x) + 7 \times 1,00 \times (207 - x)$$

$$0,50x^2 = -7,00x + 336,00 - 7,00x + 1449,00$$

$$0,50x^2 + 14,00x - 1785,00 = 0$$

$$x = 47,35mm$$

$$x < d^*$$

$47,35mm < 48,00mm \Rightarrow$, el (e.n.) está sobre la armadura principal negativa

El esfuerzo de trabajo en la sección fisurada transformada es función de la respectiva inercia:

Se calcula el Factor de Inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} \right) + n \cdot As^- \times (d^* - x)^2 + n \times As^+ \times (d_{POS} - x)^2 \quad (5.67)$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1,00 \times 47,35^3}{3} \right) + 7 \times 0,80 \times (48 - 47,35)^2 + 7 \times 1,00 \times (207 - 47,35)^2$$

$$I_{cr} = 213805,81mm^4/mm$$

El esfuerzo de tensión en el acero inferior As^+ es:

$$fs = n \times \frac{M_{MAX}^+ \times y}{I_{cr}} \quad (5.68)$$

$$fs = 7 \times \frac{37866,07 \times (207 - 47,35)}{213805,81}$$

$$fs = 197,92 MPa$$

Recálculo del espaciamiento máximo

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{Bs \times fs} \times \gamma e - 2dc$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1,23 \times 197,92} \times 0,75 - (2 \times 33)$$

$$s_{MAX} \leq 312,94 mm$$

De la comparación entre el valor adoptado para la separación de varillas y el máximo se encuentra:

$$S_{ADOPTADO} < S_{MAX}$$

$$200,00 mm < 312,94 mm$$

Por lo tanto, se ratifica que la armadura principal positiva As^+ a colocarse en la parte inferior de la losa del tablero es:

$$1 \text{ varilla } \phi_v = 16 mm @ 200 mm \Rightarrow As^+ = 1,00 mm^2/mm$$

Verificación del As^- para la combinación de cargas 1 del Estado Límite de Servicio

Se aplica un procedimiento similar al de la verificación de la armadura negativa (As^-) pero con la sollicitación del momento negativo (M^-) determinado en la sección correspondiente a la cara interna de la viga externa ($M_{A.A}$) para la combinación de cargas 1 del Estado Límite de Servicio con los valores de los coeficientes de modificación ($n=1$), de carga ($\gamma=1$) y de impacto (33%) respectivamente.

$$U = \sum \eta i \times \gamma i \times Qi = 1,00 \times \left[1,00 \times DC + 1,00 \times DW + 1,00 \times LL \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] \quad (5.69)$$

$$M_{MAX}^{-} = M_{A-A}^{-} = M_{DC} + M_{DW} + 1,33 \times M_{LL} \quad (5.70)$$

$$M_{MAX}^{-} = M_{A-A}^{-} = (999,15 - 4090,41 - 8372,58) + (58,70) + (1,33 \times (-16220,50))$$

$$M_{MAX}^{-} = M_{A-A}^{-} = -32979,41 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} = -32,98 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

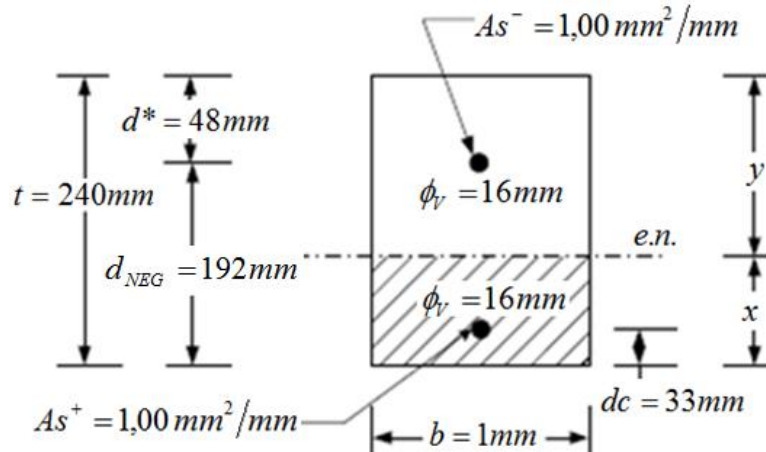


Fig. 5.31 Ubicación del Eje Neutro (e.n.) para la verificación del As^{-}

$$\sum M(e.n.) = 0$$

$$b \times x \times (x/2) + (n-1) \times As^{+} \times (x-dc) = n \times As^{-} \times (d_{NEG} - x) \quad (5.71)$$

$$0,50 \times x^2 + (7-1) \times 1,00 \times (x-33) = 7 \times 1,00 \times (192-x)$$

$$0,50x^2 + 6,00x - 198,00 = 1344,00 - 7,00x$$

$$0,50x^2 + 13,00x - 1542,00 = 0$$

$$x = 40,18 \text{ mm}$$

$$x > dc$$

$40,18 \text{ mm} > 33,00 \text{ mm} \Rightarrow$, el (e.n.) está sobre la armadura principal positiva.

Se calcula el Factor de Inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} \right) + (n-1) \times As^{+} \times (x-dc)^2 + n \times As^{-} \times (d_{NEG} - x)^2 \quad (5.72)$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1,00 \times 40,18^3}{3} \right) + (7-1) \times 1,00 \times (40,18 - 33,00)^2 + 7 \times 0,80 \times (192 - 40,18)^2$$

$$I_{cr} = 151008,10 \text{ mm}^4 / \text{mm}$$

Por consiguiente el esfuerzo de tensión en el acero superior (A_s^-) es:

$$f_s = n \times \left(\frac{M_{A-A}^- \times y}{I_{cr}} \right) \quad (5.73)$$

$$f_s = 7 \times \left(\frac{32979,41 \times (192,00 - 40,18)}{151008,10} \right)$$

$$f_s = 232,10 \text{ MPa}$$

Con este valor de (f_s) se calcula el valor del espaciamiento máximo:

$$d^* = r_{SUP} - h_{SACRIF} + \phi_V / 2 \quad (5.74)$$

$$d^* = 60,00 - 20,00 + 16/2$$

$$d^* = 48 \text{ mm}$$

$$\text{Como: } d^* = 48 \text{ mm} \cong r_{MIN} = 50 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{ Se adopta } d^* = 48 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d^*}{0,70 \times (t_{ESTRUCT} - d^*)} \quad (5.75)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{48}{0,70 \times (240 - 48)}$$

$$\beta_s = 1,35$$

Recálculo del espaciamiento máximo

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{B_s \times f_s} \times \gamma_e - 2d^* \quad (5.76)$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1,35 \times 232,10} \times 0,75 - (2 \times 48)$$

$$s_{MAX} \leq 198,41 \text{ mm} \cong 200,00 \text{ mm}$$

De la comparación entre el valor adoptado para la separación de varillas y el máximo encontramos:

$$S_{ADOPTADO} \leq S_{MAX}$$

$$S_{ADOPTADO} = 200,00 \geq s_{MAX} = 200,00mm$$

Por lo tanto, se ratifica que la armadura principal positiva (As^-) a colocarse en la parte inferior de la losa del tablero, que es:

$$1 \text{ varilla } \phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^- = 1,00mm^2/mm$$

G. Armado de tablero: vanos internos

Como se trata de un tablero sobre múltiples vigas no se requiere investigar el Estado Límite de Fatiga (A.9.5.3), por tanto los resultados obtenidos, hasta el momento, ya permiten proceder al armado de los vanos internos del tablero, que está constituido por cuatro capas de armadura distribuida uniformemente de la siguiente forma:

Parte superior del tablero:

$$As^-: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^- = 1,00mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

$$As_T: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 10mm@300mm \Rightarrow As_T = 0,250mm^2/mm$$

Paralelo al tráfico, (armado secundario)

Nota: los extremos terminan en ganchos estándar a 180°

Parte inferior del tablero:

$$As^+: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^+ = 1,00mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

$$As_{DISTR}: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 14mm@200mm \Rightarrow As_{DISTR} = 0,750mm^2/mm$$

Paralelo al tráfico, (armado secundario)

Nota: los extremos terminan en ganchos estándar a 90°

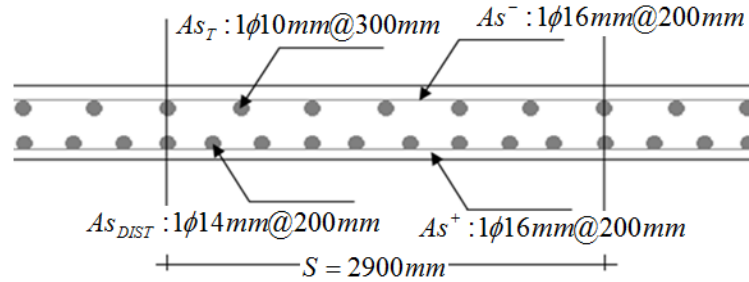


Fig. 5.32 Armado de los vanos interiores del tablero (corte transversal)

Como el voladizo del tablero de la sección transversal debe resistir los posibles impactos de los vehículos sobre las protecciones laterales, la armadura de este voladizo requiere cumplir con requerimientos especiales, razón por la cual su análisis se efectúa por separado.

H. Comprobación de la resistencia del voladizo:

Se verifica si es suficiente prolongar el As^- de la zona interior del tablero al voladizo para resistir las solicitaciones provenientes del choque de los vehículos contra la protección lateral o si es necesario añadir armadura adicional con ese objetivo. Para ello:

a) Se requiere analizar dos Estados Límite:

- La Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Resistencia (A.13.6.1), y
- La Combinación de Cargas 2 del Estado Límite de Extremo Evento. (A.13.6.2).

En el Estado Límite de Resistencia se consideran las fuerzas verticales a gravedad, mientras en el de Evento Extremo se consideran las cargas horizontales causadas por el choque de los vehículos contra la protección lateral; en la mayoría de los casos, este último Estado Límite controla el diseño del voladizo del tablero.

b) **El análisis se realiza en la sección crítica (Sección Z-Z):**

La sección Z-Z, (ver fig. 5.33), que coincide con la cara externa de la viga externa, que hace de apoyo del voladizo y en donde se va a presentar el posible desgarro del tablero por efecto de la rotura de la protección lateral.

c) **Cargas a considerar:**

Carga Muerta:

- Peso propio de la losa del voladizo (W_D)
- Peso propio de la capa de rodadura (W_{DW})
- Peso propio de la protección lateral (P_b)

Carga Viva:

- Carga de rueda en posición de máxima excentricidad (P_{LL})

1. Estado Límite de Resistencia. Combinación de Cargas

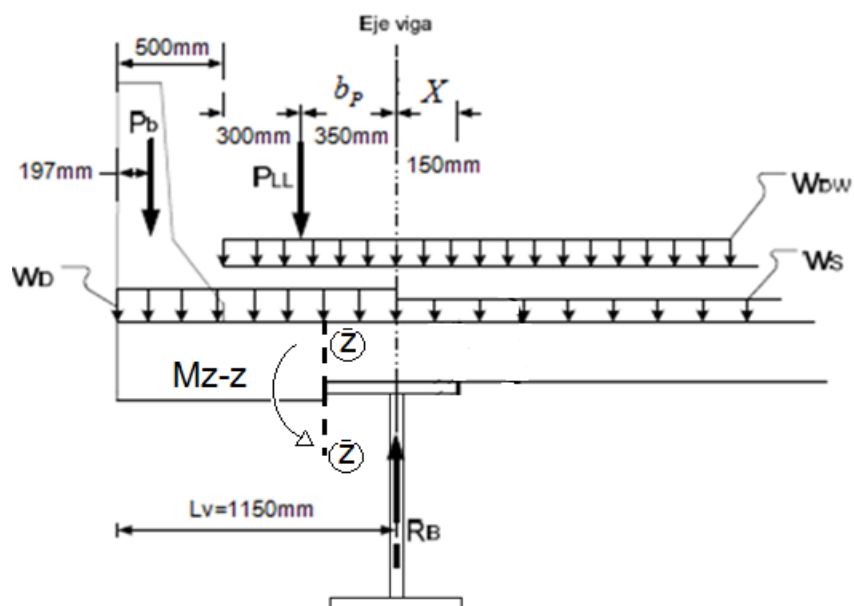


Fig. 5.33 Cargas y sección de análisis para diseño del voladizo

Se verifica que: $\overline{M}_{Z-Z} \leq \overline{M}_{A-A}$

Si cumple: es suficiente prolongar el A_s^- principal de la zona interior del tablero hacia el voladizo.

Si no se cumple: se requiere añadir el A_s^- , adicional de la zona interior del tablero en el voladizo.

Determinación de momentos parciales:

Momento parcial por carga muerta de la losa del voladizo del tablero (M_D)

$$M_D = -W_D \times \frac{(L_v - b/2)^2}{2} \quad (5.77)$$

$$M_D = -6,59 \times 10^{-3} \times \frac{(1150 - 150)^2}{2}$$

$$M_D = -3295,00 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Momento parcial por carga muerta de la protección lateral. (M_b)

$$M_b = -P_b \times (L_v - b/2 - d_{CG}) \quad (5.78)$$

$$M_b = -9,36 \times (1150 - 150 - 197)$$

$$M_b = -7516,08 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Momento parcial por carga muerta de la capa de rodadura. (M_{DW})

$$M_{DW} = -0,50 W_{DW} \times (L_v - a_p - b/2)^2 \quad (5.79)$$

$$M_{DW} = -0,50 \times 1,66 \times 10^{-3} \times (1150 - 500 - 150)^2$$

$$M_{DW} = -207,50 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Momento parcial por carga viva considerando 1 vía cargada. (M_{LL}), considerando 1 vía cargada

$$P_{LL} = m \times (P_R / Ev) \quad (5.80)$$

$$P_{LL} = 1,20 \times (72500 / 1431,55)$$

$$P_{LL} = 60,77 \text{ N/mm}$$

$$M_{LL} = -P_{LL} \times (L_v - a_p - 300 - b/2) \quad (5.81)$$

$$M_{LL} = -60,77 \times (1150 - 500 - 300 - 150)$$

$$M_{LL} = -12154,00 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Cuadro 5.6 Momentos flectores parciales en la sección Z-Z por carga muerta y viva

TIPO DE CARGA	AASHTO	COMPONENTE	MA-A N · mm/mm
Carga muerta	DC	Losa-voladizo	- 3295,00
		Losa-tablero interior	0,00
		Protección lateral	- 7516,08
	DW	Capa de rodadura	- 207,50
Carga viva	LL	Carga Camión	-12154,00

Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Resistencia.

$$U_{R-1} = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = [n \times \gamma_p \times DC + n \times \gamma_p \times DW + 1,75 \times (LL + IM)] \quad (5.82)$$

Coeficientes para valores de carga máxima (ver cuadro 4.2):

- $\eta_D = 0,95$ componentes y conexiones con medidas adicionales de ductilidad
- $\eta_R = 1,05$ elementos no redundantes
- $\eta_I = 1,05$ puentes importantes

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 1,05$$

Factores de carga (ver cuadro 4.7 y cuadro 4.8):

- $\gamma_p = 1,25$, para efectos de carga muerta (DC) protección lateral y losa de voladizo.
- $\gamma_p = 1,50$, para efectos de carga muerta (DW) capa de rodadura.

- $\gamma_p = 1,75$, para efectos de carga viva (LL) e impacto (IM).

Momento máximo negativo solicitante en la sección Z-Z.

$$\overline{M}_{z-z} = \eta \times [1,25 \times M_{DC} + 1,50 \times M_{DW} + 1,75 \times M_{LL} \times 1,33] \quad (5.83)$$

$$\overline{M}_{z-z} = 1,05 \times [1,25 \times (-3295,00 - 7516,08) + 1,50 \times (-207,50) + 1,75 \times (-12154,00) \times 1,33]$$

$$\overline{M}_{z-z} = -44219,21 N \cdot mm/mm$$

Se compara con el momento máximo de diseño $M_{MAX}^- = M_{A-A}^-$:

$$M_{A-A}^- = -32979,41 N \cdot mm/mm$$

$$\overline{M}_{z-z} = -44219,21 N \cdot mm/mm > M_{A-A}^- = -32979,41 N \cdot mm/mm$$

$\overline{M}_{z-z} > \overline{M}_{A-A} \Rightarrow$, se requiere añadir el As^- , adicional de la zona interior del tablero al voladizo.

Para saber cuánto se requiere añadir al As^- , se procede al cálculo con el momento excedente (\overline{M}):

$$\overline{M} = |-44219,21 N \cdot mm/mm| - |-32979,41 N \cdot mm/mm| \quad (5.84)$$

$$\overline{M} = 11239,80 N \cdot mm/mm$$

2. Estado Límite de Evento Extremo Combinación 2

Las fuerzas que se transmiten al voladizo del tablero, debido al choque de vehículos contra las protecciones laterales se determinan a través del análisis de Resistencia de la protección lateral diseñada.

- $H = 1100mm$, altura total de la protección lateral
- $a_p = 500mm$, ancho total de la base de la protección lateral
- $R_w = 496,20kN$, resistencia nominal a la carga transversal
- $L_c = 3,24m = 3240mm$, longitud crítica

El momento debido al choque de vehículos M_{CT} se distribuye en una longitud de la protección lateral igual a $L_c + 2H$

$$M_{CT} = -\frac{R_w \times H}{L_c + 2H} \quad (5.85)$$

$$M_{CT} = -\frac{486,28 \times 1100}{3240 + (2 \times 1100)}$$

$$M_{CT} = -98328,68 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} = -98,33 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

Momento para la Combinación 2 del Estado Límite de Evento Extremo

$$\phi \times Mn \geq \Sigma(\eta_i \times \gamma_i \times Qi) = [\eta \times \gamma_P \times DC + \eta \times \gamma_P \times DW + \eta \times \gamma \times M_{CT}] \quad (5.86)$$

Coeficientes de carga (ver cuadro 4.7 y cuadro 4.8):

- $\gamma_P = 1,25$, efectos (DC) protección lateral y losa de voladizo
- $\gamma_P = 1,50$, efecto (DW) capa de rodadura
- $\gamma_P = 1,00$, efecto (LL) carga vehicular

Factor de resistencia: $\phi = 1,00$ (A.1.3.2.1)

Factor de modificación de carga (ver cuadro 4.2):

- $\eta_R = \eta_D = 1,00$
- $\eta = \eta_R \times \eta_D = 1,00$

$$Mu = 1,00 \times [1,25 \times M_{DC} + 1,50 \times M_{DW} + 1,00 \times M_{CT}] \quad (5.87)$$

$$Mu = 1,00 \times [1,25 \times (-3295,00 - 7516,08) + 1,50 \times (-207,50) + 1,00 \times (-98328,68)]$$

$$Mu = -112153,78 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} = -112,15 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

3. Refuerzo adicional en el voladizo

$$\bar{M}_{z-z} = -44219,21 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} \quad (\text{Momento resistente})$$

$$Mu = -112153,78 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} \quad (\text{Momento solicitante})$$

Como: $M_u = |-112153,78 N \cdot mm/mm| > \overline{M}_{z-z} = |-44219,21 N \cdot mm/mm|$
 es necesario añadir refuerzo al As^- que se prolonga del vano interior del tablero.

$$M_{SOLICITANTE} \leq M_{RESISTENTE} \quad (5.88)$$

Si se añade $1\phi_V 12mm$ a $1\phi_V 16mm@200,00mm$ de la parte superior del tablero, la armadura total es:

$$As_{TOTAL}^- = \frac{As_{INCREMENTADO}^- + As_{EXISTENTE}^-}{s} \quad (5.89)$$

$$As_{TOTAL}^- = \frac{110 + 200}{200}$$

$$As_{TOTAL}^- = 1,55 mm^2/mm$$

La altura efectiva respectiva:

- Vanos internos: $t_{ESTRUCT} = 240mm \Rightarrow d = 192,00mm$
- Voladizo: $t_{ESTRUCT} = 260mm \Rightarrow d = 212,00mm$

$$a = \frac{As_{TOTAL}^- \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (5.90)$$

$$a = \frac{1,55 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1,00}$$

$$a = 27,35mm$$

El momento resistente se reduce por la tensión axial:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (5.91)$$

$$T = \frac{486280}{3240 + (2 \times 1100)}$$

$$T = 89,39 N/mm$$

Para elementos de hormigón armado bajo la acción combinada de carga axial y flexión: se cumple:

$$\frac{Pu}{\phi \times Pn} + \frac{Mu}{\phi \times Mn} \leq 1,00 \quad (5.92)$$

El área de refuerzo transversal (refuerzo principal), en el voladizo del tablero As_{TOTAL} es la suma de la armadura superior más la inferior:

$$As_{TOTAL} = As_{SUP} + As_{INF} \quad (5.93)$$

$$As_{TOTAL} = \frac{110 + 200 + 200}{200}$$

$$As_{TOTAL} = 2,55 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\phi \times Pn = \phi \times As_{TOTAL} \times fy \quad (5.94)$$

$$\phi \times Pn = 1,00 \times 2,55 \times 420$$

$$\phi \times Pn = 1071,00 \text{ N/mm}$$

$$Pu = T \quad (5.95)$$

$$Pu = T = 89,39 \text{ N/mm}$$

Comprobación:

$$M_{SOLICITANTE} \leq M_{RESISTENTE}$$

$$Mu \leq \phi \times Mn \times \left(1,00 - \frac{Pu}{\phi \times Pn} \right)$$

$$Mu \leq \phi \times As_{TOTAL}^- \times fy \times (d - a/2) \times \left(1,00 - \frac{Pu}{\phi \times Pn} \right)$$

$$112153,78 = 129109,58 \times (1,00 - 89,39/1071,00)$$

$$Mu = 112153,78 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} \leq \overline{M}_{Z-Z} = 118333,57 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

∴, se acepta la adición de refuerzo de:

1 varilla $\phi_V 12\text{mm}@200,00\text{mm}$ a la armadura principal negativa As^-

Por lo que, la armadura total As^- es:

$$(1\phi_V 16\text{mm} + 1\phi_V 12\text{mm})@200\text{mm} \Rightarrow As^- = 1,550 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Parte superior del volado:

$$As^-: (1\phi_V 16mm + 1\phi_V 12mm)@200mm \Rightarrow As^- = 1,550mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

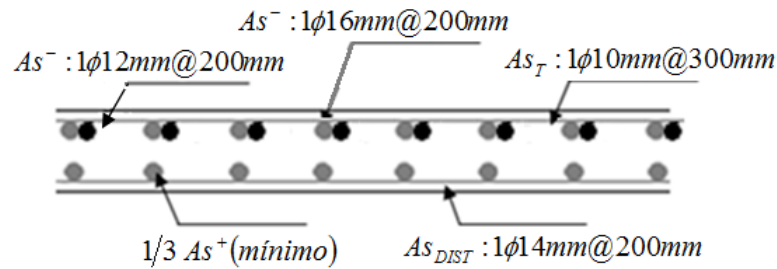


Fig. 5.34 Armado en tablero (losa-voladizo) corte longitudinal

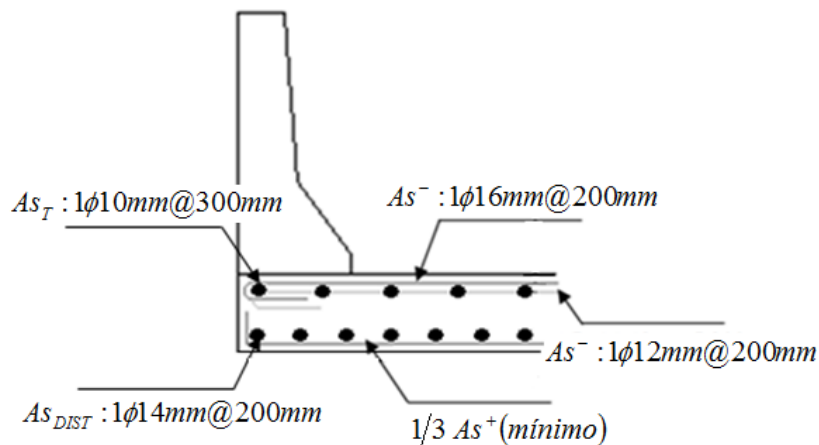


Fig. 5.35 Armado en tablero (losa-voladizo) corte transversal

4. Longitud de desarrollo para gancho estándar de la armadura principal superior del voladizo

El refuerzo colocado en la parte superior del voladizo resiste directamente al momento del choque: (M_{CT}) que se transmite a la parte inferior de la protección lateral, por lo que es necesario la provisión de un gancho estándar a 180°; estos ganchos deben cumplir con los requisitos de la longitud de desarrollo (A.5.11.2.3.1)

Factores de modificación:

- $f_1 = 0,70$, factor para gancho de 90° , garantiza un recubrimiento adecuado.
- $f_2 = 1,20$, factor para el caso de armadura recubierta con resina epóxica.

Para varillas de $f_y \leq 420MPa$, los ganchos estándar deben tener una longitud básica de desarrollo (ρ_{hb})

$$\rho_{hb} = \frac{100 \times \phi_V}{\sqrt{f'c}} \quad (5.96)$$

$$\rho_{hb} = \frac{100 \times 16}{\sqrt{28}} = 302,37mm$$

Se aplica una relación entre el $As_{REQUERIDO}$ y el $As_{COLOCADO}$, (ρ_{dh}) requerida para el As_{TOTAL}^- colocado de la siguiente manera:

$$\frac{As_{REQUERIDO}}{As_{COLOCADO}} = \frac{Mu_{REQUERIDO}}{\phi \times Mn_{PROVISTO}} = \frac{M_{CT}}{\phi \times Mn \times \left(1 - \frac{Pu}{\phi \cdot Pn}\right)} \quad (5.97)$$

Entonces:

$$\rho_{dh.REQUERIDA} = \rho_{hb} \times f_1 \times f_2 \times \frac{M_{CT}}{\phi \times Mn \times \left(1 - \frac{Pu}{\phi \times Pn}\right)} \quad (5.98)$$

$$\rho_{dh.REQUERIDA} = 302,37 \times 0,70 \times 1,20 \times \frac{-98328,68}{-118333,57}$$

$$\rho_{dh.REQUERIDA} = 211,05mm \cong 211,00mm$$

Hay que verificar la longitud de desarrollo disponible para el gancho en el voladizo, la cual se determina considerando como sección crítica de arranque de la armadura de la sección Q-Q; cuando s produce el choque en la parte superior de la protección lateral.

$$\rho_{dh..DISPONIBLE} = \overline{\phi_V} + s + (\phi_{V..ANCLAJE} / 2) \quad (5.99)$$

$$\rho_{dh..DISPONIBLE} = 16 + 200 + (16/2)$$

$$\rho_{dh..DISPONIBLE} = 224,00mm$$

Como: $\rho_{dh..DISPONIBLE} = 224,00mm > \rho_{dh..REQUERIDA} = 211,00mm$ entonces se adopta un gancho de longitud múltiplo de 5 mayor al valor de $\rho_{dh..REQUERIDA}$

\therefore , se adopta un gancho de $\rho_{dh.} = 215,00mm$

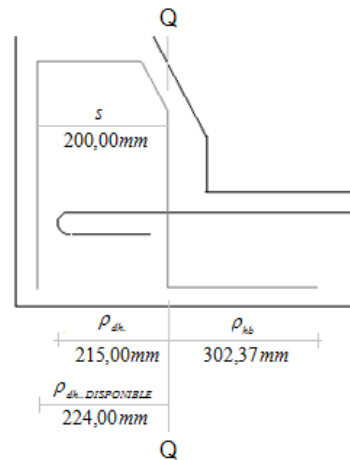


Fig. 5.36 Longitud de desarrollo del gancho a 180° del extremo de la armadura principal superior del voladizo

5. Longitud de varilla adicional en la parte superior del voladizo del tablero:

Las varillas que se adicionaron a la armadura principal superior del tablero en el voladizo, se deben extender más allá del eje de la viga externa hacia el interior del tablero, por lo que se necesita determinar la distancia teórica en la cual ya no es necesaria la varilla adicional, esta distancia (x) , correspondiente a la sección donde el momento por carga muerta (M_{CM}) más el momento provocado por las fuerzas del choque (M_{CT}) es igual al momento negativo resistente de diseño, para el cual se determinó la armadura principal negativa (A_s^-) .

$$x \Rightarrow M_{CT} + M_{CM} = M_{A-A}^-$$

Para ello es necesario determinar el momento resistente para cubrir las sollicitaciones del Estado Límite de Evento Extremo ($\phi = 1,00$), se parte del momento resistente calculado al verificar la armadura negativa en el tablero (sección A-A de la viga externa) según el Estado Límite de Resistencia para el cual el coeficiente es de ($\phi = 0,90$):

$$\phi \times Mn = 0,90 \times Mn \quad (5.100)$$

$$0,90 \times Mn = -69907,32$$

$$Mn = -77674,80 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Y para el Estado Límite de Evento Extremo en donde ($\phi = 1,00$), entonces el momento resistente adquiere el valor de:

$$\phi \times Mn = 1,00 \times Mn \quad (5.101)$$

$$\phi \times Mn = 1,00 \times (-77674,80)$$

$$\phi \times Mn = -77674,80 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Valores de cargas unitarias determinadas:

- Protección lateral: $P_b = 9,36 \text{ N/mm}$
- Losa de voladizo: $W_D = 6,59 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$
- Losa de tablero: $W_S = 6,12 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$
- Capa de rodadura: $W_{DW} = 1,66 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$

Momentos parciales por carga muerta de cada elemento colaborante del voladizo con respecto al eje de la viga exterior:

- Protección lateral

$$M_{Pb} = -9,36 \times (1150 - 197) = -8920,08 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

- Losa de voladizo

$$M_D = -6,59 \times 10^{-3} \times (1150^2 / 2) = -4357,64 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

- Capa de rodadura

$$M_{DW} = -1,66 \times 10^{-3} \times ((1150 - 500)^2 / 2) = -350,68 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

El momento total por carga muerta del voladizo es igual a la suma de los momentos parciales:

$$M_{CM} = M_{Pb} + M_D + M_{DW} \quad (5.102)$$

$$M_{CM} = -(8920,08 + 4357,64 + 350,68)$$

$$M_{CM} = -13628,40 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

Reacciones a la carga muerta en el eje de la viga externa, debido al eje propio de cada elemento:

- Protección lateral: $R_{Pb} = 13,01 \text{ N/mm}$
- Losa de voladizo: $R_D = 9,36 \text{ N/mm}$
- Losa de tablero: $R_S = 7,12 \text{ N/mm}$
- Capa de rodadura: $R_{DW} = \text{N/mm}$

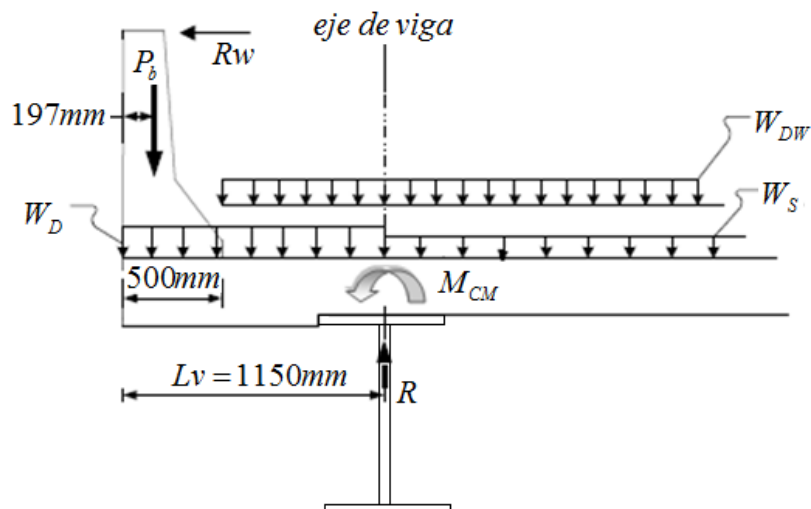


Fig. 5.37 Carga muerta por unidad de longitud de voladizo

El momento total de las cargas del peso propio del voladizo con respecto al eje de la viga externa y el efecto del choque vehicular (M_T):

$$M_T = M_{CM} + M_{CT} \quad (5.103)$$

$$M_T = -(13628,40 + 98328,68)$$

$$M_T = -111957,08 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} = -111,96 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}$$

Si se asume, mayorando por seguridad, un factor de continuidad de 0,50 entonces el diagrama de momentos debido al choque, correspondiente al primer vano del tablero entre vigas longitudinales, puede considerarse lineal, con un momento total por carga muerta (CM) y choque (CT) en el eje de la viga exterior igual a $(M_{CM} + M_{CT})$ y de $0,50 \times (M_{CM} + M_{CT})$ en el eje de la primera viga interior.

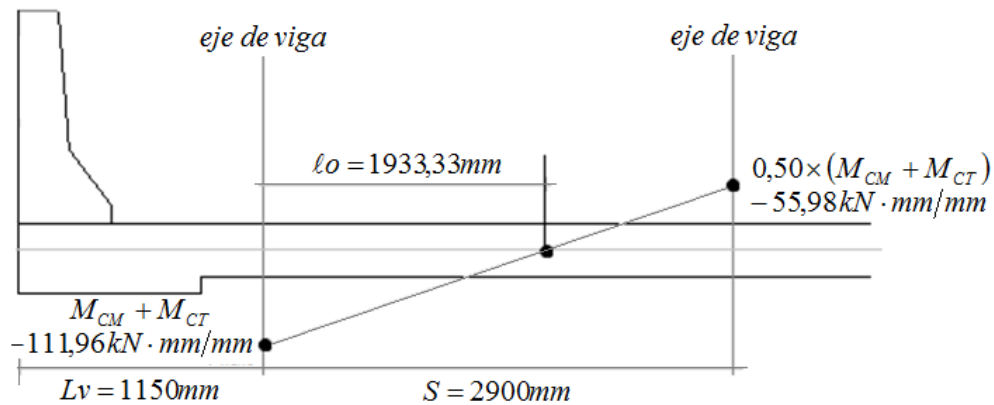


Fig. 5.38 Diagrama de momento de choque en el primer vano interior del tablero

Cálculo de la distancia (ℓ_o):

$$\frac{M_{CM} + M_{CT}}{\ell_o} = \frac{0,50 \times (M_{CM} + M_{CT})}{S - \ell_o} \quad (5.104)$$

$$\frac{-111957,08}{\ell_o} = \frac{0,50 \times (-111957,08)}{2900,00 - \ell_o}$$

$$-111957,08 \times (2900,00 - \ell_o) = (0,50 \times (-111957,08)) \times \ell_o$$

$$-324675532,00 + 111957,08 \times \ell_o = -55978,54 \times \ell_o$$

$$167935,62 \times \ell_o = 324675532,00$$

$$\ell_o = 1933,33 \text{ mm}$$

El valor del momento debido al choque de los vehículos que se transmite a la distancia (x) , medida desde el eje de la viga externa.

$$\frac{M_{CT}(x)}{\ell_o - x} = \frac{M_{CM} + M_{CT}}{\ell_o} \quad (5.105)$$

$$M_{CT}(x) = (M_{CM} + M_{CT}) \times (1 - (x/\ell_o))$$

$$M_{CT}(x) = (-111957,08) \times (1 - (x/1933,33))$$

$$M_{CT}(x) = -111957,08 + 57,91x$$

Expresiones de momentos por carga muerta para cada elemento colaborante en función de la distancia (x) .

- Protección lateral

$$M_{pb}(x) = -P_b \times [(L_V - d_{CB}) + x] + R_{pb} \times x \quad (5.106)$$

$$M_{pb}(x) = -9,36 \times [(1150 - 197) + x] + (13,01x)$$

$$M_{pb}(x) = -8920,08 - 9,36x + 13,01x$$

$$M_{pb}(x) = 3,65x - 8920,08$$

- Losa del voladizo

$$M_D(x) = -W_D \times L_V \times \left(\frac{L_V}{2} + x \right) + R_D \times x \quad (5.107)$$

$$M_D(x) = -6,59 \times 10^{-3} \times 1150 \times \left(\frac{1150}{2} + x \right) + 9,36x$$

$$M_D(x) = -7,58x - 4357,64 + 9,36x$$

$$M_D(x) = 1,78x - 4357,64$$

- Losa del tablero interior

$$M_s(x) = -W_s \times \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_s \times x \quad (5.108)$$

$$M_s(x) = -6,12 \times 10^{-3} \times \left(\frac{x^2}{2} \right) + 7,12x$$

$$M_s(x) = 7,12x - 0,00306x^2$$

- Capa de rodadura

$$M_{DW}(x) = 0,00 \quad (5.109)$$

El momento resistente para la combinación de cargas 2 del Estado Límite de Evento Extremo con $\phi = 1,00$ es:

$$Mu(x) = \phi \times Mn = -77674,80 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

$$Mu(x) = n \times [\gamma_{DC} \times M_{DC}(x) + \gamma_{DW} \times M_{DW}(x) + \gamma_{CT} \times M_{CT}(x)] \quad (5.110)$$

$$M_{DC}(x) = M_{pb}(x) + M_D(x) + M_s(x)$$

$$M_{DC}(x) = 3,65x - 8920,08 + 1,78x - 4357,64 + 7,12x - 0,00306x^2$$

$$M_{DC}(x) = -13277,72 + 12,55x - 0,00306x^2$$

$$-77674,80 = 1,00 \times [1,25 \times (-13277,72 + 12,55x - 0,00306x^2) + (0,00) + 1,00 \times (-111957,08 + 57,91x)]$$

$$-77674,80 = -16597,15 + 15,69x - 0,003825x^2 - 111957,08 + 57,91x$$

$$0,003825x^2 - 73,60x + 50879,43 = 0$$

$$x = 718,10 \text{ mm} \cong 718,00 \text{ mm}$$

Para cubrir incertidumbres del análisis teórico al valor de (x) se añade 15 veces el diámetro de la varilla:

$$\ell = 15 \times (d_b) \quad (5.111)$$

$$\ell = 15 \times (12) = 180 \text{ mm}$$

$$\ell_{TOTAL} = \ell + x \quad (5.112)$$

$$\ell_{TOTAL} = 180,00 + 718,00$$

$$\ell_{TOTAL} = 898,00mm$$

Verificamos (ℓ_{TOTAL}) con la longitud de desarrollo (ℓ_{db}), medida desde la cara de la viga. La longitud básica de desarrollo (ℓ_{db}) para una varilla de tracción de 12mm de diámetro ($\leq N^{\circ}36$) [A.5.11.2], es el mayor valor entre:

$$a) \quad \ell_{db} = 0,02 \times \frac{Ab \times fy}{\sqrt{f'c}} \quad (5.113)$$

$$Ab = As(1\phi_v 12mm) = 110$$

$$\ell_{db} = 0,02 \times \frac{110 \times 420}{\sqrt{28}}$$

$$\ell_{db} = 174,62mm$$

$$b) \quad \ell_{db} \geq 0,06 \times d_b \times fy \quad (5.114)$$

$$d_b = 12mm \Rightarrow (1\phi_v 12mm)$$

$$\ell_{db} \geq 0,06 \times 12 \times 420$$

$$\ell_{db} \geq 302,40mm$$

$$\therefore \ell_{db} = 302,40mm$$

Si los factores de modificación son:

- $f_1 = 1,00$, recubrimiento adecuado a paquetes de varillas.
- $f_2 = 1,20$, para el caso de armadura recubierta con resina epóxica.

$$\ell_d = \ell_{db} \times f_1 \times f_2 \quad (5.115)$$

$$\ell_d = 302,40 \times 1,00 \times 1,20$$

$$\ell_d = 362,88mm \cong 363,00mm$$

$$\therefore \ell_d + (bw/2) \quad (5.116)$$

Donde:

- bw = ancho de viga

$$\therefore 363,00 + (300/2) = 513,00mm$$

Se procede a comparar los requerimientos por momento resistente:

Se extiende la varilla adicional hasta una longitud (ℓ_{TOTAL}), medida desde el eje de la viga exterior hacia el interior del tablero.

$$\ell_{TOTAL} = 898,00mm > \ell_d + (bw/2) = 513,00mm$$

\therefore , se tiene que extender la varilla adicional de $\phi_v = 12mm$ hasta una longitud ($\ell_{TOTAL} = 898,00mm$), medida desde el eje de la viga exterior hacia el interior del tablero.

I. Armadura inferior del voladizo

En la parte inferior de la losa del voladizo para garantizar la configuración de la pieza se proporciona un tercio de la armadura positiva del vano.
(A.5.14.1.5.2a)

$$As^+ = 1,000mm^2/mm$$

$$As^+/3 = 1000/3 = 0,333mm^2/mm \quad (5.117)$$

$$\therefore 1\phi_v 10mm@200mm \Rightarrow As = 0,375mm^2/mm$$

La separación de las varillas debe cumplir con las siguientes restricciones:

$$a) \quad s \leq 3 \times t_{LOSA} \quad (5.118)$$

$$s \leq 3 \times 280,00$$

$$s \leq 840,00mm$$

$$200,00mm \leq 840,00mm$$

$$b) \quad s \leq 450,00mm \quad (5.119)$$

$$200,00mm \leq 450,00mm$$

\therefore , varillas $\phi_V 10mm@200mm \Rightarrow$ con gancho a 90°

J. Armado del voladizo y del primer vano interno:

El armado está constituido por capas de armadura distribuida uniformemente además de las correspondientes a la armadura secundaria (de temperatura A_{ST} y de distribución $A_{S_{DIST}}$) establecido para el resto del tablero.

Armado del voladizo:

En la parte superior de la losa del voladizo del tablero formando un paquete:

$$As^- : \quad (1\phi_V 16mm + 1\phi_V 12mm)@200mm \Rightarrow As^- = 1,550 mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

Nota: los extremos terminan en ganchos estándar a 180°

En la parte inferior de la losa del voladizo del tablero:

$$As^+ : \quad (1\phi_V 10mm)@200mm \Rightarrow As^+ = 0,375 mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

Nota: los extremos terminan en ganchos estándar a 90°

K. Armado final del tablero:

Parte superior del tablero:

$$As^{-}: \quad (1\phi_V 16mm + 1\phi_V 12mm)@200mm \Rightarrow As^{-} = 1,550 mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

$$As_T: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 10mm@300mm \Rightarrow As_T = 0,250 mm^2/mm$$

Paralelo al tráfico, (armado secundario)

Nota: los extremos terminan en ganchos estándar a 180°

Parte inferior del tablero:

$$As^{+}: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 16mm@200mm \Rightarrow As^{+} = 1,00 mm^2/mm$$

Perpendicular al tráfico, (armado principal)

$$As_{DISTR}: \quad 1 \text{ varilla } \phi_V = 14mm@200mm \Rightarrow As_{DISTR} = 0,750 mm^2/mm$$

Paralelo al tráfico, (armado secundario)

Nota: los extremos terminan en ganchos estándar a 90°

DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS [36]

Para el diseño de vigas metálicas se considera vigas de tipo **I** armadas con placas unidas mediante suelda, debido a que este tipo, por lo general representa secciones económicas para emplearse, está razón se debe a que poseen una cantidad representativa de acero concentrado en sus patines proporcionando al perfil momentos de inercia y rigidez lateral considerables. Las vigas a diseñar se caracterizan por tener inercia variable al tener diferentes secciones transversales a lo largo de su luz.

Predimensionamiento de vigas metálicas

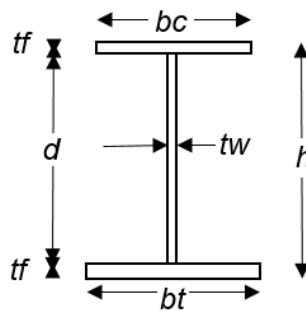


Fig. 5.39 Esquema de viga metálica

Donde:

- tf = espesor de alas
- tw = espesor del alma
- bc = longitud del ala superior
- bt = longitud del ala inferior
- d = longitud del alma
- h = altura total de viga

Material (A-588)

- Esfuerzo mínimo de fluencia: $f_y = 350MPa$
- Esfuerzo mínimo de ruptura: $f_y = 490MPa$
- Esfuerzo admisible por flexión: $fb = 0,60 \times f_y = 210MPa$

Para el predimensionamiento de las vigas metálicas la AASHTO recomienda utilizar las siguientes relaciones:

Para la longitud del alma:

$$d \geq L/25 \quad (5.120)$$

$$d \geq 45000/25$$

$$d \geq 1800mm$$

$$d_{ADOPTADO} = 2700mm$$

Para el espesor del alma:

– Sin rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{6100} \geq \frac{d}{150} \quad (5.121)$$

$$tw \geq \frac{270 \times \sqrt{2100}}{6100} \geq \frac{270}{150}$$

$$tw \geq 2,03 \geq 1,80$$

$$tw_{ADOPTADO} = 2,10cm = 21,00mm$$

– Con rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{12200} \geq \frac{d}{300} \quad (5.122)$$

$$tw \geq \frac{270 \times \sqrt{2100}}{12200} \geq \frac{270}{300}$$

$$tw \geq 1,01 \geq 0,90$$

$$tw = 1,05cm = 10,50mm$$

Para el espesor de patines superior e inferior (tf):

$$tf \geq 3,00cm \quad (5.123)$$

$$tf = 3,00cm = 30mm$$

Para las alas superior e inferior (6.10.2.2)

– Para la longitud del ala superior (bc):

$$\frac{bc}{2 \times tf} \leq 12 \quad (5.124)$$

$$bc = 30,00cm = 300,00mm$$

$$\frac{30,00}{2 \times 3,00} \leq 12$$

$$5mm \leq 12mm$$

Comprobación de (tf):

$$tf \geq 1,10 \times tw \quad (5.125)$$

$$tf \geq 1,10 \times 21$$

$$30mm \geq 23,10mm$$

– Para la longitud del ala inferior (bt):

$$bt \geq bc \quad (5.126)$$

$$bt \geq d/6 \quad (5.127)$$

$$bt \geq 270/6$$

$$bt = 450,00mm$$

$$0,10 \leq bc/bt \leq 1,00 \quad (5.128)$$

$$0,10 \leq 300/450 \leq 1,00$$

$$0,10 \leq 0,67 \leq 1,00$$

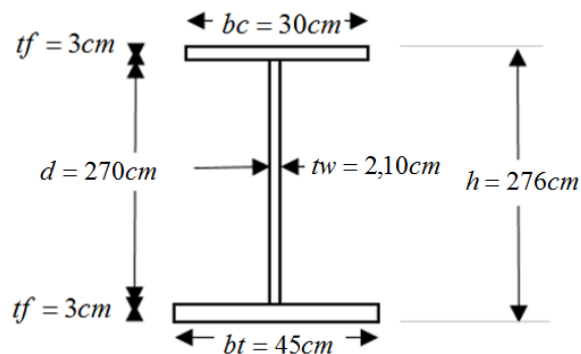


Fig. 5.40 Dimensionamiento adoptado de la viga metálica en el centro de luz (abscisa 22500mm)

Sección de viga:

$$A_v = t_f \times (bc + bt) + (d \times tw) \quad (5.129)$$

$$A_v = 3,00 \times (30,00 + 45,00) + (270,00 \times 2,10)$$

$$A_v = 792,00 \text{ cm}^2 = 79200 \text{ mm}^2$$

Sección de parapeto:

$$A_{\text{PARAPETO}} = 3,975 \times 10^3 \text{ cm}^2 = 3,975 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Análisis de cargas

Para el diseño de vigas se analizan las cargas permanentes que actúan sobre cada una de estas, cargas que se distribuyen de la siguiente manera:

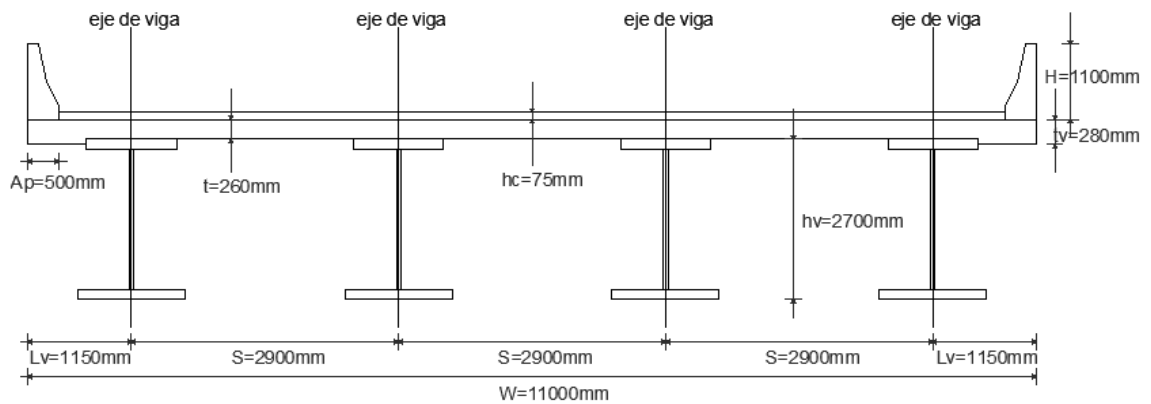


Fig. 5.41 Sección transversal de la superestructura del puente

D1: peso de viga + peso de tablero

Peso de tablero:

$$w_{\text{TABLERO}} = \gamma_{\text{TABLERO}} \times [1 \times (t \times (W - (2 \times Lv)) + (2 \times tv \times Lv)) / 4] \quad (5.130)$$

$$w_{\text{TABLERO}} = \gamma_{\text{TABLERO}} \times [1 \times (260 \times (11000 - (2 \times 1150)) + (2 \times 280 \times 1150)) / 4]$$

$$w_{\text{TABLERO}} = 17,44 \text{ N/mm}$$

Peso de viga:

$$w_{VIGA} = \gamma_{ACERO} \times (1 \times A_v) \quad (5.131)$$

$$w_{VIGA} = 7,85 \times 10^{-5} \times (1 \times 79200)$$

$$w_{VIGA} = 6,22 \text{ N/mm}$$

$$w_{D1} = w_{TABLERO} + w_{VIGA} \quad (5.132)$$

$$w_{D1} = 17,44 + 6,22 = 23,66 \text{ N/mm}$$

D2: peso de carpeta asfáltica + peso de protección lateral

Peso de carpeta asfáltica:

$$w_{CARPETA} = \gamma_{CARPETA} \times [1 \times hc \times (W - (2 \times A_p))/4] \quad (5.133)$$

$$w_{CARPETA} = 2,25 \times 10^{-5} \times [1 \times 75 \times (11000 - (2 \times 500))/4]$$

$$w_{CARPETA} = 4,22 \text{ N/mm}$$

Peso de protección lateral (parapeto)

$$w_{PARAPETO} = \gamma_{PARAPETO} \times [1 \times (2 \times A_{PARAPETO})/4] \quad (5.134)$$

$$w_{PARAPETO} = 2,4 \times 10^{-5} \times [1 \times (2 \times 3,975 \times 10^5)/4]$$

$$w_{PARAPETO} = 4,77 \text{ N/mm}$$

$$w_{D2} = w_{CARPETA} + w_{PARAPETO} \quad (5.135)$$

$$w_{D2} = 4,22 + 4,77 = 8,99 \text{ N/mm}$$

Secciones de análisis de la viga metálica

a) Secciones obligatorias

- $M_{\max_{CM}}$
- $M_{\max_{CV}}$
 - Camión a 715mm del centro de luz
 - Oruga en centro de luz
 - Carga distribuida en centro de luz

b) Secciones complementarias

- Cada 4,00 metros

ANÁLISIS DE VIGA SOLA (SECCIÓN OBLIGATORIA CENTRO DE LUZ)

• PRIMERA ETAPA: Construcción del tablero armado

La sección resistente es la sección de viga metálica. En esta etapa las cargas actuantes son las proporcionadas por el peso propio de viga más el peso propio del tablero. El aporte de la carga por parte de mano de obra y equipo se las considera nulas, por lo que el peso total es:

$$w = w_{D1} = 23,66 \text{ N/mm} \quad (5.136)$$

Momento por carga muerta en centro de luz:

$$M_{D1} = \frac{w_{D1} \times L^2}{8} \quad (5.137)$$

$$M_{D1} = \frac{23,66 \times 45000^2}{8}$$

$$M_{D1} = 5,99 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Sección resistente:

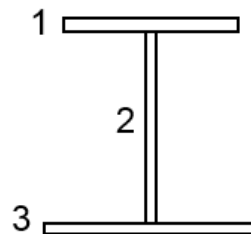


Fig. 5.42 Esquema de sección resistente
(primera etapa)

Cuadro. 5.7 Propiedades geométricas de la viga en el centro de su luz

Sección	Dimensión	Área	yt	A*yt	A*yt*yt
	(cm*cm)	(cm2)	(cm)	(cm3)	(cm4)
1	30x3	90,00	1,50	135,00	202,50
2	2,10x270	567,00	138,00	78246,00	10797948,00
3	45x3	135,00	274,50	37057,50	10172283,75
Σ	-	792,00	-	115438,50	20970434,25

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\overline{y_c} = \frac{\Sigma(A \times y_t)}{\Sigma A} \quad (5.138)$$

$$\overline{y_c} = \frac{115438,50}{792,00}$$

$$\overline{y_c} = 145,76 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\overline{y_t} = h - \overline{y_c} \quad (5.139)$$

$$\overline{y_t} = 276,00 - 145,76$$

$$\overline{y_t} = 130,24 \text{ cm}$$

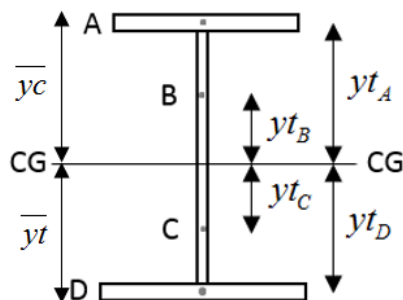


Fig. 5.43 Esquema y centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga (primera etapa)

Inercia de la sección de viga con respecto al centro de gravedad en el centro de luz:

$$\begin{aligned}
I_{CG} &= \left[\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times y_{t_A}^2) \right] + \left[\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times y_{t_B}^2) \right] + \\
&\left[\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times y_{t_C}^2) \right] + \left[\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times y_{t_D}^2) \right] \\
I_{CG} &= \left[\frac{30 \times 3^3}{12} + (30 \times 3 \times 141,77^2) \right] + \left[\frac{2,10 \times 140,27^3}{12} + (2,10 \times 140,27 \times 70,14^2) \right] + \\
&\left[\frac{2,10 \times 129,73^3}{12} + (2,10 \times 129,73 \times 64,87^2) \right] + \left[\frac{45 \times 3^3}{12} + (40 \times 3 \times 131,23^2) \right] \\
I_{CG} &= 7,34 \times 10^6 \text{ cm}^4 = 7,34 \times 10^{10} \text{ mm}^4
\end{aligned} \tag{5.140}$$

Cálculo de módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / \overline{y_c} \tag{5.141}$$

$$Z_c = 7,34 \times 10^6 / 145,76$$

$$Z_c = 50332,56 \text{ cm}^3 = 50332,56 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / \overline{y_t} \tag{5.142}$$

$$Z_t = 7,34 \times 10^6 / 130,24$$

$$Z_t = 56326,88 \text{ cm}^3 = 56326,88 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga (f_c):

$$f_c = M_{D1} / Z_c \tag{5.143}$$

$$f_c = 5,99 \times 10^9 / 50332,56 \times 10^3$$

$$f_c = 118,97 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (f_t):

$$f_t = M_{D1} / Z_t \quad (5.144)$$

$$f_t = 5,99 \times 10^9 / 56326,88 \times 10^3$$

$$f_t = 106,31 \text{ N/mm}^2$$

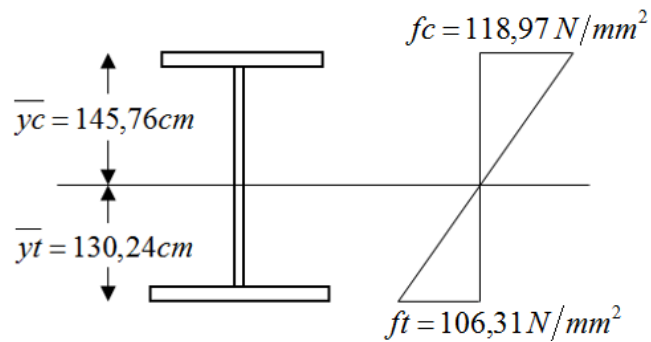


Fig. 5.44 Diagrama de esfuerzos (primera etapa)

ANÁLISIS DE SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA (SECCIÓN OBLIGATORIA CENTRO DE LUZ)

• SEGUNDA ETAPA: Sección compuesta (peso propio)

Propiedades de la sección transversal compuesta:

- D1 = peso propio de viga y tablero
Elemento soportante = viga
- D2 = peso de protección lateral y capa de rodadura
Elemento soportante = sección compuesta a largo plazo (3n)

La sección resistente es la sección compuesta. En esta etapa las cargas actuantes son las proporcionadas por el peso propio de vigas más el peso propio del tablero (D1) más el peso de protección lateral más la capa de rodadura (D2).

$$w = w_{D2} = 8,99 \text{ N/mm} \quad (5.145)$$

Momento por carga muerta, en centro de luz:

$$M_{D2} = \frac{w_{D2} \times L^2}{8} \quad (5.146)$$

$$M_{D2} = \frac{8,99 \times 45000^2}{8}$$

$$M_{D2} = 2,275 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Sección resistente:

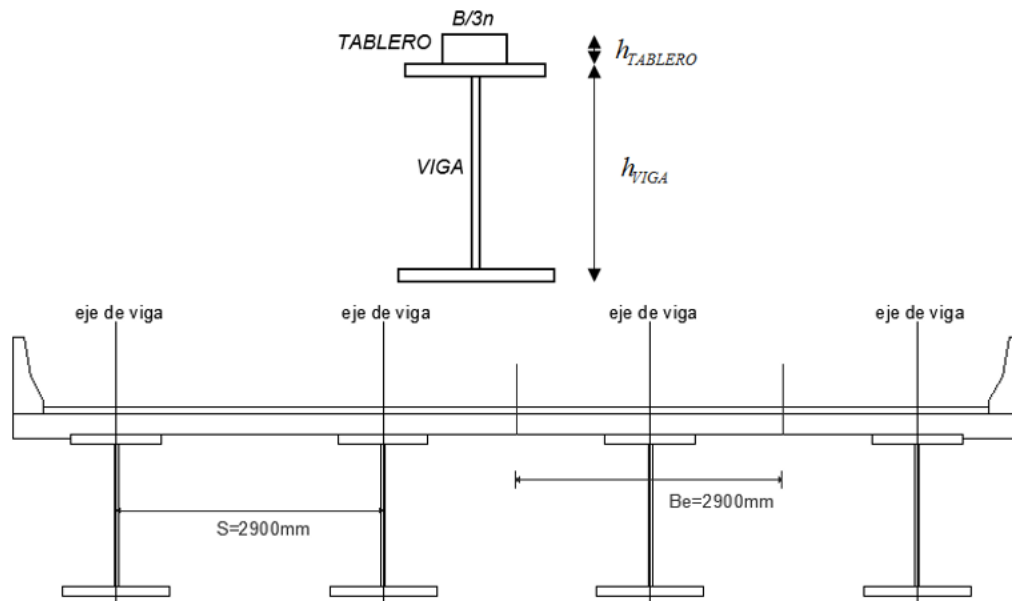


Fig. 5.45 Sección resistente (segunda etapa)

Ancho efectivo de tablero (Be)

El ancho efectivo que trabaja en conjunto con las vigas, es el menor de las siguientes longitudes:

Para vigas interiores:

- Un cuarto de la longitud de luz

$$Be = L/4 = 45000/4 = 11250 \text{ mm} \quad (5.147)$$

- Doce veces el espesor del tablero promedio, más el mayor valor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga

$$Be = 12 \times \left[\left(\frac{260 + 280}{2} \right) + 300/2 \right] = 5040mm \quad (5.148)$$

- La longitud entre vigas adjuntas

$$Be = 2900mm \quad (5.149)$$

$$\therefore Be_{INTERIOR} = 2900mm$$

Para vigas exteriores

- Un octavo de la longitud de luz

$$Be = L/8 = 45000/8 = 5630mm \quad (5.150)$$

- Seis veces el espesor del tablero promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga

$$Be = 6 \times \left[\left(\frac{260 + 280}{2} \right) + 300/2 \right] = 2520mm \quad (5.151)$$

- La longitud del volado

$$Be = 1150mm \quad (5.152)$$

$$\therefore Be_{EXTERIOR} = 1150mm$$

Sección equivalente por cargas de peso de protección lateral y capa de rodadura D2

Relación entre módulos de elasticidad (n)

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{Es}{0,043 \times \gamma_{HORMIGÓN}^{1,50} \times f'c^{0,50}} \quad (5.153)$$

Donde:

- E_s = módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón (N/mm^2)
- $\gamma_{HORMIGÓN}$ = densidad del hormigón (N/mm^3)
- f'_c = resistencia del hormigón (N/mm^2)

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{0,043 \times (2,35 \times 10^5)^{1,50} \times 28^{0,50}}$$

$$n = 8$$

$$\therefore \frac{Be_{INTERIOR}}{3n} = \frac{2900}{3 \times 8} = 120,80mm \quad (5.154)$$

*Cuadro 5.8 Propiedades de viga compuesta en su centro de luz
(segunda etapa)*

Sección	Dimensión	Área	yt	A*yt
	(cm*cm)	(cm2)	(cm)	(cm3)
1	12,08x26	314,08	13,00	4083,04
2	30x3	90,00	27,50	2475,00
3	2,10x270	567,00	164,00	92988,00
4	45x3	135,00	300,50	40567,50
Σ	-	1106,08	-	140113,54

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\overline{yc} = \frac{\Sigma(A \times yt)}{\Sigma A} \quad (5.155)$$

$$\overline{yc} = \frac{140113,54}{1106,08}$$

$$\overline{yc} = 126,68cm$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\overline{yt} = h - \overline{yc} \quad (5.156)$$

$$\overline{yt} = 302,00 - 126,68$$

$$\overline{yt} = 175,32cm$$

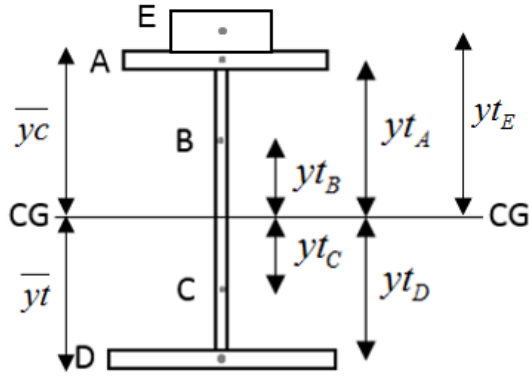


Fig. 5.46 Esquema y centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga (segunda etapa)

Inercia de la sección de viga con respecto al centro de gravedad en el centro de luz:

$$I_{CG} = \left[\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times y_{t_A}^2) \right] + \left[\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times y_{t_B}^2) \right] + \left[\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times y_{t_C}^2) \right] + \left[\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times y_{t_D}^2) \right] + \left[\frac{b_E \times h_E^3}{12} + (b_E \times h_E \times y_{t_E}^2) \right] \quad (5.157)$$

$$I_{CG} = \left[\frac{12,08 \times 26^3}{12} + (12,08 \times 26 \times 113,68^2) \right] + \left[\frac{30 \times 3^3}{12} + (30 \times 3 \times 99,18^2) \right] + \left[\frac{2,10 \times 97,68^3}{12} + (2,10 \times 97,68 \times 48,84^2) \right] + \left[\frac{2,10 \times 172,32^3}{12} + (2,10 \times 172,32 \times 86,16^2) \right] + \left[\frac{45 \times 3^3}{12} + (45 \times 3 \times 173,82^2) \right]$$

$$I_{CG} = 13,27 \times 10^6 \text{ cm}^4 = 13,27 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Cálculo de módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / \overline{y_c} \quad (5.158)$$

$$Z_c = 13,27 \times 10^6 / 126,68$$

$$Z_c = 104795,91 \text{ cm}^3 = 104795,91 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / \overline{y}t \quad (5.159)$$

$$Z_t = 13,27 \times 10^6 / 175,32$$

$$Z_t = 75717,45 \text{ cm}^3 = 75717,45 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra inferior del tablero (Z_{L-V})

$$Z_{L-V} = \frac{(\overline{y}c - h_{\text{TABLERO}}) \times Z_c}{\overline{y}c} \quad (5.160)$$

$$Z_{L-V} = \frac{(126,68 - 26,00) \times 104795,91}{126,68}$$

$$Z_{L-V} = 83287,40 \text{ cm}^3 = 83287,40 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga (f_c):

$$f_c = M_{D2} / Z_c \quad (5.161)$$

$$f_c = 2,28 \times 10^9 / 104795,91 \times 10^3$$

$$f_c = 21,76 \text{ N/mm}$$

- Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (f_t):

$$f_t = M_{D2} / Z_t \quad (5.162)$$

$$f_t = 2,28 \times 10^9 / 75717,45 \times 10^3$$

$$f_t = 30,11 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo a compresión que corresponde a la fibra inferior del tablero (f_{L-V}):

$$f_{L-V} = M_{D2} / Z_{L-V} \quad (5.163)$$

$$f_{L-V} = 2,28 \times 10^9 / 83287,40 \times 10^3$$

$$f_{L-V} = 27,38 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzos reales del hormigón:

- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{c\text{SUPERIOR}} = f_c / (3 \times n) \quad (5.164)$$

$$f_{c\text{SUPERIOR}} = 21,76 / (3 \times 8)$$

$$f_{c\text{SUPERIOR}} = 0,92 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{c\text{INFERIOR}} = f_{L-V} / (3 \times n) \quad (5.165)$$

$$f_{c\text{INFERIOR}} = 27,38 / (3 \times 8)$$

$$f_{c\text{INFERIOR}} = 1,17 \text{ N/mm}^2$$

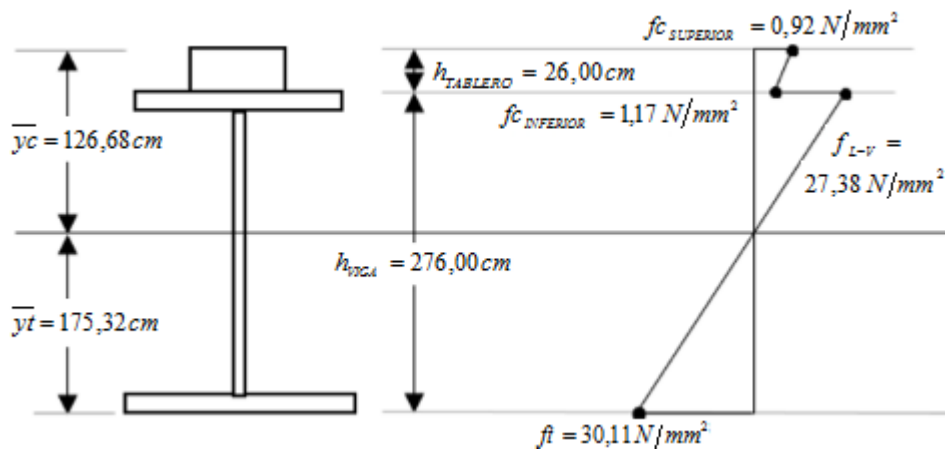


Fig. 5.47 Diagrama de esfuerzos (segunda etapa)

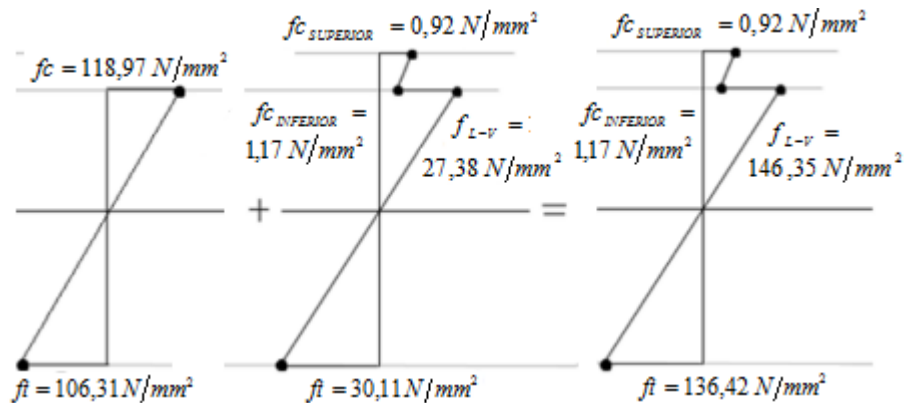


Fig. 5.48 Diagrama de esfuerzos finales (puente vacío)

Cálculo de los efectos por carga muerta

Los efectos por carga muerta son los cortantes y momentos máximos sin factorar en una viga simplemente apoyada con una luz (L), cargada con una carga uniformemente distribuida (w). El cortante (Vx) y el momento (Mx) a una abscisa (x) del apoyo son dados por:

$$Vx = w \times (0,50L - x) \quad (5.166)$$

$$Mx = x(L - x) \times 0,50w \quad (5.167)$$

*Cuadro 5.9 Cortantes máximos sin factorar en viga por peso propio
(primera + segunda etapa). Secciones obligatorias*

SECCIONES OBLIG.	ABSCISA (mm)	D1				D2				TOTAL A+B+C+D
		TABLERO (A)		VIGAS (B)		PARAPETO (C)		CAPA DE RODADURA (D)		
		W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	Vx (N)
0	0	17,44	392400	6,22	139950	4,22	94950	4,77	107325	734625
7	22500		0		0		0		0	
14	45000		-392400		-139950		-94950		-107325	-734625

*Cuadro 5.10 Momentos máximos sin factorar en viga por peso propio
(primera + segunda etapa). Secciones obligatorias*

SECCIONES OBLIG.	ABSCISA (mm)	D1				D2				TOTAL A+B+C+D
		TABLERO (A)		VIGAS (B)		PARAPETO (C)		CAPA DE RODADURA (D)		
		W (N/mm)	Mx (N*mm)	W (N/mm)	Mx (N*mm)	W (N/mm)	Mx (N*mm)	W (N/mm)	Mx (N*mm)	Mx (N*mm)
0	0	17,44	0	6,22	0	4,22	0	4,77	0	0
7	22500		4E+09		2E+09		1E+09		1,2E+09	8,26E+09
14	45000		0		0		0		0	0

ANÁLISIS DEL PUENTE EN SERVICIO (SECCIÓN OBLIGATORIA CENTRO DE LUZ)

- **TERCERA ETAPA: Sección compuesta del puente en servicio**

Verificación del rango de aplicabilidad:

- Distancia entre ejes longitudinales de viga $1100 \leq S \leq 4900$ $S = 2900mm$
- Peralte del tablero:
 $100 \leq h_{TABLERO} \leq 300$ $h_{TABLERO} = 260mm$
- Luz principal:
 $6000 \leq L \leq 73000$ $L = 45000mm$
- Número de vigas
 $N \geq 4$ $N = 4$

Momento máximo por carga viva

El momento máximo por carga viva que produce el camión HL-93 se obtiene de la siguiente manera:

1. Determinación de la carga crítica

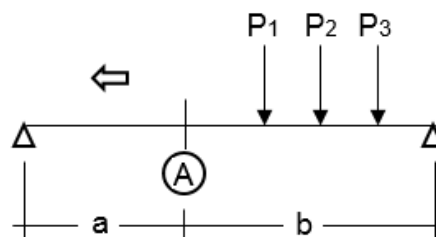


Fig. 5.49 Determinación de la carga crítica

$$\frac{\Sigma F_{IZQ}}{a} < \frac{\Sigma F_{DER}}{b} \quad (5.168)$$

$$si: \quad a = b = L/2$$

$$\Sigma F_{IZQ} < \Sigma F_{DER} \quad (5.169)$$

$$0 < P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_1 < +P_2 + P_3$$

$$35kN < 145kN + 145kN$$

$$P_1 + P_2 > P_3$$

$$35kN + 145kN > 145kN$$

$$\therefore P_2 = \text{Carga Crítica}$$

$$P_2 = 145kN$$

Eje posterior del camión

2. Ubicación de la resultante

Para determinar esta ubicación, se procede a la sumatoria de momentos con respecto a un punto determinado (A).

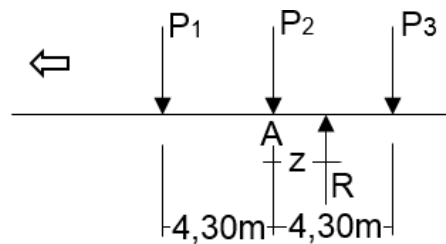


Fig. 5.50 Ubicación de la resultante (R)

$$R = P_1 + P_2 + P_3$$

$$R = (0,50 + 2,00 + 2,00)P = 4,50P \quad (5.170)$$

$$\Sigma M_A = 0 \quad (5.171)$$

$$(0,50P \times 4,30) + (R \times z) - (2,00P \times 4,30) = 0,00$$

$$2,15P + Rz - 8,60P = 0,00$$

$$z = \frac{6,45P}{R} = \frac{6,45P}{4,50P} = 1,43m = 1430mm$$

La sección crítica se ubica a $z/2$ del centro de la luz:

$$z/2 = 1430/2 = 715mm \quad (5.172)$$

3. Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica debido a carga viva por:

- Camión de Diseño (HL-93)
- Carga de oruga
- Carga distribuida

Las cargas del Camión de Diseño son mucho más críticas que las cargas de oruga, razón por la cual el análisis se realiza mediante las solicitaciones debidas al Camión de Diseño y Carga distribuida. Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica debido a carga viva por el Camión de Diseño (HL-93):

Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica (sección 0) debido a carga viva por Carga Distribuida (w_{CD}):

$$V_x = w_{CD} \times (0,50L - x) \quad (5.173)$$

$$V_x = 9,30 \times ((0,50 \times 45000) - 0,00)$$

$$V_x = 209250 \text{ N} = 209,25 \text{ kN}$$

$$M_x = x(L - x) \times 0,50w_{CD} \quad (5.174)$$

$$M_x = 0,00(45000 - 0,00) \times 0,50 \times 9,30$$

$$M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica (sección 7) debido a carga viva por Carga Distribuida (w_{CD}):

$$V_x = w_{CD} \times (0,50L - x)$$

$$V_x = 9,30 \times ((0,50 \times 45000) - 22500)$$

$$V_x = 0,00 \text{ kN}$$

$$Mx = x(L - x) \times 0,50w_{CD}$$

$$Mx = 22500(45000 - 22500) \times 0,50 \times 9,30$$

$$Mx = 2354062,50 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica (sección 6) debido a carga viva por Camión de Diseño:

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.175)$$

$$(17485 \times P_1) + (21785 \times P_2) + (26085 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00$$

$$(17485 \times 35000) + (21785 \times 145000) + (26085 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 168,33 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00 \quad (5.176)$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (36,25 + 145 + 145) - 168,33$$

$$R_I = 157,92 \text{ kN}$$

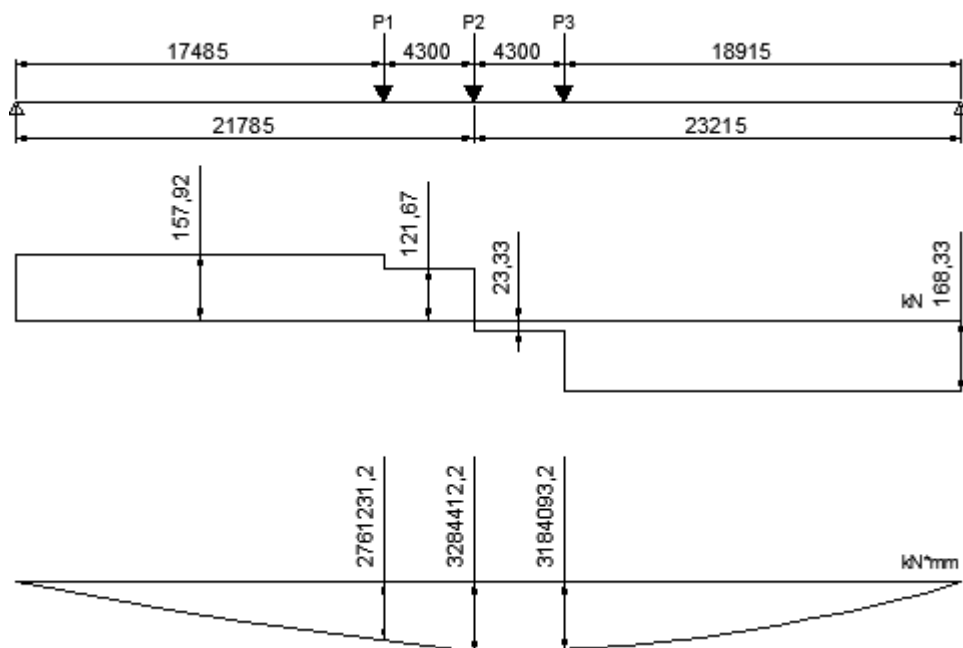


Fig. 5.51 Diagrama de cortantes y momentos por carga viva (Camión de Diseño) en sección crítica por flexión, sección 6

Análisis de cortante máximo en la sección crítica debido a carga viva por Camión de Diseño:

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.177)$$

$$(0 \times P_1) + (4300 \times P_2) + (8600 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00$$

$$(0,00 \times 35000) + (4300 \times 145000) + (8600 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 20,54 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00 \quad (5.178)$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (36,25 + 145 + 145) - 20,54$$

$$R_I = 304,46 \text{ kN}$$

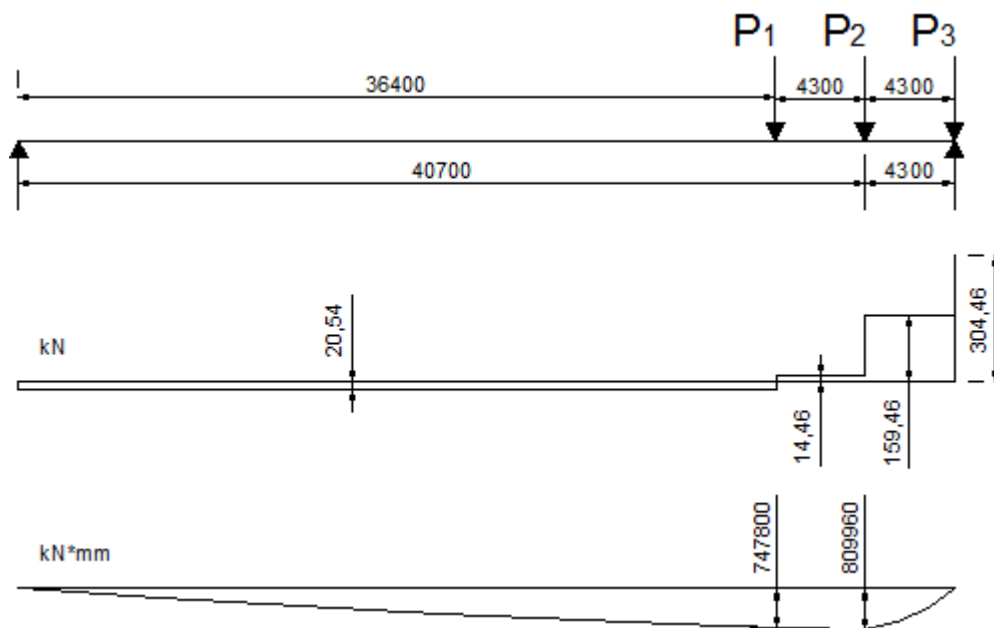


Fig. 5.52 Diagrama de cortantes y momentos por carga viva (Camión de Diseño) en sección crítica por corte

Por lo que el momento máximo por carga viva es la suma del momento en sección crítica debido a las cargas del Camión de Diseño ($M_{SC_{CAMIÓN DE DISEÑO}}$) más el momento en sección crítica debido a la Carga Distribuida ($M_{SC_{CARGA DISTRIBUIDA}}$):

$$Mmáx_{CV} = Msc_{CAMIÓN \ DE \ DISEÑO} + Msc_{CARGA \ DISTRIBUIDA} \quad (5.179)$$

$$Mmáx_{CV} = 3,28 \times 10^6 + 2,3517 \times 10^6$$

$$Mmáx_{CV} = 5,6317 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Sección resistente:

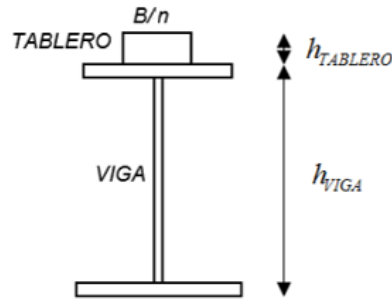


Fig. 5.53 Sección resistente (Puente en servicio)

$$\frac{B}{n} = \frac{2900}{8} = 362,50 \text{ mm} \quad (5.180)$$

Cuadro. 5.11. Propiedades de viga compuesta en el centro de su luz
(tercera etapa)

Sección	Dimensión (cm*cm)	Área (cm2)	yt (cm)	A*yt (cm3)
	36,25x26	942,50	13,00	12252,50
1	30x3	90,00	27,50	2475,00
2	2,10x270	567,00	164,00	92988,00
3	45x3	135,00	300,50	40567,50
Σ	-	1734,50	-	148283,00

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\bar{y}_c = \frac{\Sigma(A \times yt)}{\Sigma A} \quad (5.181)$$

$$\bar{y}_c = \frac{148283,00}{1734,50}$$

$$\bar{y}_c = 85,49 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\overline{yt} = h - \overline{yc} \quad (5.182)$$

$$\overline{yt} = 302,00 - 85,49$$

$$\overline{yt} = 216,51 \text{ cm}$$

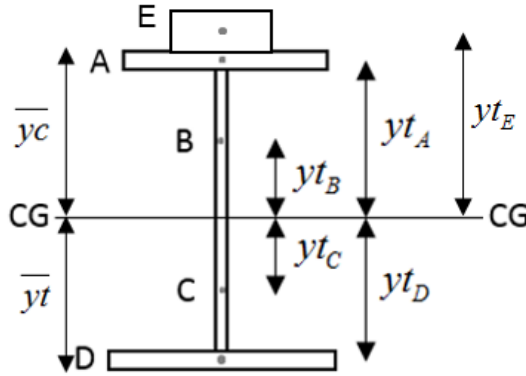


Fig. 5.54 Esquema y centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga (segunda etapa) (tercera etapa)

Inercia de la sección de viga con respecto al centro de gravedad en el centro de luz:

$$I_{CG} = \left[\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times yt_A^2) \right] + \left[\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times yt_B^2) \right] +$$

$$\left[\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times yt_C^2) \right] + \left[\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right] + \left[\frac{b_E \times h_E^3}{12} + (b_E \times h_E \times yt_E^2) \right] \quad (5.183)$$

$$I_{CG} = \left[\frac{36,25 \times 26^3}{12} + (36,25 \times 26 \times 72,49^2) \right] + \left[\frac{30 \times 3^3}{12} + (30 \times 3 \times 57,99^2) \right] + \left[\frac{2,10 \times 56,49^3}{12} + (2,10 \times 56,49 \times 28,25^2) \right] +$$

$$\left[\frac{2,10 \times 213,51^3}{12} + (2,10 \times 213,51 \times 106,76^2) \right] + \left[\frac{45 \times 3^3}{12} + (45 \times 3 \times 215,01^2) \right]$$

$$I_{CG} = 18,49 \times 10^6 \text{ cm}^4 = 18,49 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Cálculo de módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / \overline{yc} \quad (5.184)$$

$$Z_c = 18,49 \times 10^6 / 85,49$$

$$Z_c = 216269,27 \text{ cm}^3 = 216269,27 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / \overline{yt} \quad (5.185)$$

$$Z_t = 18,49 \times 10^6 / 216,51$$

$$Z_t = 85395,42 \text{ cm}^3 = 85395,42 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra inferior del tablero (Z_{L-V})

$$Z_{L-V} = \frac{(\overline{yc} - h_{\text{TABLERO}}) \times Z_c}{\overline{yc}} \quad (5.186)$$

$$Z_{L-V} = \frac{(85,49 - 26,00) \times 216269,27}{85,49}$$

$$Z_{L-V} = 150495,48 \text{ cm}^3 = 150495,48 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga (f_c):

$$f_c = M_{\text{máx}_{CV}} / Z_c \quad (5.187)$$

$$f_c = 5,6317 \times 10^9 / 216269,27 \times 10^3$$

$$f_c = 26,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (f_t):

$$f_t = M_{\text{máx}_{CV}} / Z_t \quad (5.188)$$

$$f_t = 5,6317 \times 10^9 / 81462,85 \times 10^3$$

$$f_t = 65,83 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo a compresión que corresponde a la fibra inferior del tablero (f_{L-V}):

$$f_{L-V} = M_{\text{máx}_{CV}} / Z_{L-V} \quad (5.189)$$

$$f_{L-V} = 5,6317 \times 10^9 / 146602,01 \times 10^3$$

$$f_{L-V} = 37,35 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzos reales del hormigón:

- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{c \text{ SUPERIOR}} = f_c / (n) \quad (5.190)$$

$$f_{c \text{ SUPERIOR}} = 26,00 / 8$$

$$f_{c \text{ SUPERIOR}} = 3,25 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{c \text{ INFERIOR}} = f_{L-V} / (3 \times n) \quad (5.191)$$

$$f_{c \text{ INFERIOR}} = 37,35 / 8$$

$$f_{c \text{ INFERIOR}} = 4,67 \text{ N/mm}^2$$

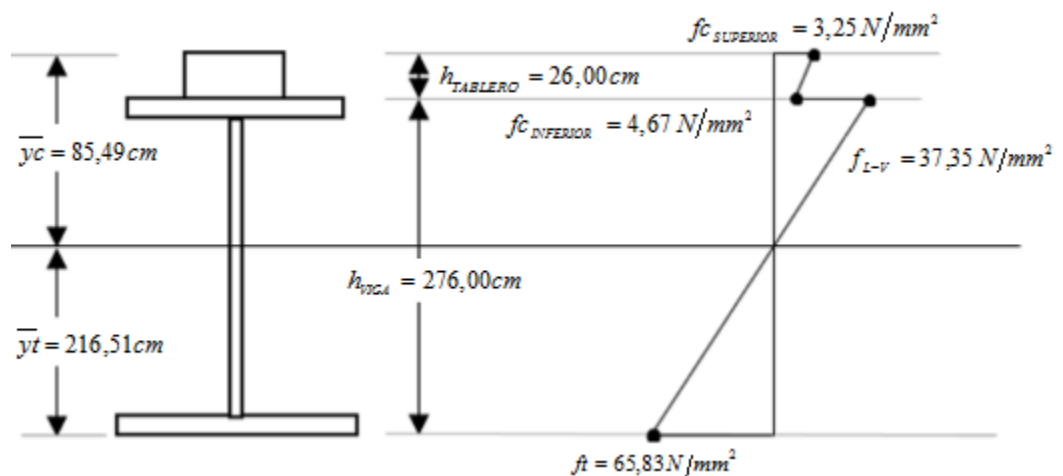


Fig. 5.55 Diagrama de esfuerzos (tercera etapa)

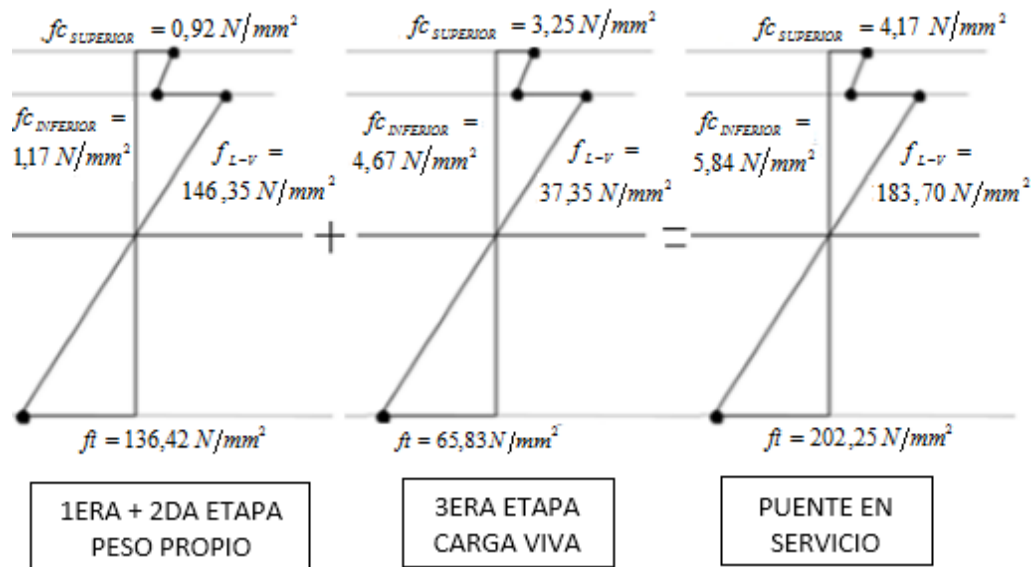


Fig. 5.56 Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio) en el centro de la luz (abscisa 22500mm)

Verificación de los esfuerzos admisibles:

Hormigón:

$$f_{c\text{ ADMISIBLE}} = 0,40 \times f'c = 0,40 \times 28 = 11,20 \text{ N/mm}^2 \quad (5.192)$$

$$11,20 \text{ N/mm}^2 > 5,84 \text{ N/mm}^2 > 4,17 \text{ N/mm}^2$$

Acero estructural:

$$f_{c\text{ ADMISIBLE}} = 0,60 \times f_y = 0,60 \times 350 = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (5.193)$$

$$210 \text{ N/mm}^2 > 202,25 \text{ N/mm}^2 > 1853,70 \text{ N/mm}^2$$

ANÁLISIS POR CORTE

- Esfuerzos cortantes últimos solicitantes en secciones obligatorias:

$$V = V_{x\text{ CARGA MUERTA}} + V_{x\text{ CARGA VIVA}} \quad (5.194)$$

$$V = V_{x\text{ TABLERO}} + V_{x\text{ VIGA}} + V_{x\text{ PARAPETO}} + V_{x\text{ CAPA DE RODADURA}} + V_{x\text{ CAMIÓN}} + V_{x\text{ DISTRIBUIDA}}$$

$$Vu = n \times ((\gamma_{DC} \times V_{DC}) + (\gamma_{DW} \times V_{DW}) + (\gamma_{LL} \times V_{LL})) \quad (5.195)$$

Factores de carga para el Estado Límite de Resistencia 1 (ver cuadro 4.7 y cuadro 4.8):

- $\gamma_{DC} = 1,25$, para efectos de carga muerta correspondiente al parapeto + tablero
- $\gamma_{DW} = 1,50$, para efectos de carga muerta correspondiente a la capa de rodadura + viga
- $\gamma_{LL} = 1,75$, para efectos de carga viva correspondiente al Camión de Diseño + la Carga Distribuida

Coeficiente de modificación de carga (ver cuadro 4.2 y cuadro 4.3)

- $n \geq 0,95$, para cargas con $\gamma_{MÁXIMOS}$

Con lo que se tiene:

$$Vu = 1,00 \times ((1,25 \times V_{DC}) + (1,50 \times V_{DW}) + (1,75 \times V_{LL})) \quad (5.196)$$

Cuadro. 5.12 Esfuerzos cortantes últimos solicitantes en secciones obligatorias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		D2		CARGA VIVA		Vu (N)
		TABLERO	VIGA	PARAPETO	CAPA DE RODADURA	CAMIÓN DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
		Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	(N)
0	0	392400	139950	94950	107325	304455,56	209250	1867834,73
7	22500	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	45000	-392400	-139950	-94950	-107325	-304455,56	-209250	-1867834,73
FACTOR		1,25		1,50		1,75		

• **Análisis de sección crítica por esfuerzo cortante último:**

Sección crítica: 0, 14

$$Vu_{SOLICITANTE} = 1,87 \times 10^6 N$$

El esfuerzo máximo solicitante debe de ser menor o igual al esfuerzo cortante resistente.

$$Vu_{SOLICITANTE} \leq Vu_{RESISTENTE} \quad (5.197)$$

$$Vu_{RESISTENTE} = \phi \times Vn \quad (5.198)$$

Donde:

- ϕ = factor de resistencia al corte ($\phi = 0,90$)
- Vn = resistencia nominal al corte (N)

Cortante máximo resistente:

$$Vn = 0,58 \times fyw \times Aw \times C \quad (5.199)$$

Donde:

- fyw = esfuerzo a la ruptura del acero (N/mm^2)
- Aw = sección transversal del alma de la viga (mm^2)
- C = radio de giro

$$C = \frac{1,12}{d/tw} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{fyw}} \quad (5.200)$$

$$C = \frac{1,12}{2700/21} \times \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{490}}$$

$$C = 0,39$$

Determinación de la altura de sección de la viga metálica para satisfacer el cortante último solicitante:

$$Vn = \frac{Vu_{RESISTENTE}}{\phi} \quad (5.201)$$

$$\text{Si: } Vu_{SOLICITANTE} = Vu_{RESISTENTE}$$

$$\frac{Vu_{SOLICITANTE}}{\phi} = 0,58 \times fyw \times Aw \times C$$

$$A_w = \frac{Vu_{SOLICITANTE}}{\phi \times 0,58 \times fyw \times C} \quad (5.202)$$

$$A_w = \frac{1,83 \times 10^6}{0,90 \times 0,58 \times 490 \times 0,39}$$

$$A_w = 18345,10 \text{ mm}^2$$

$$A_w = tw \times d \quad (5.203)$$

$$d = \frac{A_w}{tw} = \frac{18345,10}{21}$$

$$d = 873,58 \text{ mm}$$

$$d_{ADOPTADO} = 1050,00 \text{ mm}$$

Con lo que se tiene:

$$Vn = 0,58 \times fyw \times (tw \times d_{ADOPTADO}) \times C \quad (5.204)$$

$$Vn = 0,58 \times 490 \times (21,00 \times 1050,00) \times 0,39$$

$$Vn = 2,44 \times 10^6 \text{ N}$$

$$Vu_{RESISTENTE} = \phi \times Vn$$

$$Vu_{RESISTENTE} = 0,90 \times 2,44 \times 10^6$$

$$Vu_{RESISTENTE} = 2,20 \times 10^6 \text{ N}$$

$$Vu_{SOLICITANTE} \leq Vu_{RESISTENTE} \quad (5.205)$$

$$1,87 \times 10^6 \text{ N} < 2,20 \times 10^6 \text{ N}$$

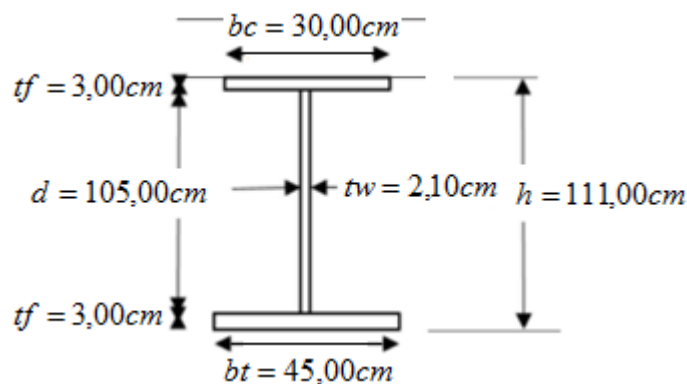


Fig. 5.57 Sección transversal de viga en secciones obligatorias de análisis al corte (abscisa 0mm y 45000mm)

ANÁLISIS POR FLEXIÓN

- **Momentos últimos solicitantes en secciones obligatorias (en apoyos y centro de luz):**

$$M = Mx_{CARGA MUERTA} + Mx_{CARGA VIVA} \quad (5.177)$$

$$M = Mx_{TABLERO} + Mx_{VIGA} + Mx_{PARAPETO} + Mx_{CAPA DE RODADURA} + Mx_{CAMIÓN} + Mx_{DISTRIBUIDA}$$

$$Mu = n \times ((\gamma_{DC} \times M_{DC}) + (\gamma_{DW} \times M_{DW}) + (\gamma_{LL} \times M_{LL})) \quad (5.206)$$

Factores de carga para el Estado Límite de Resistencia 1 (ver cuadro 4.7 y cuadro 4.8):

- $\gamma_{DC} = 1,25$, para efectos de carga muerta correspondiente al parapeto + tablero
- $\gamma_{DW} = 1,50$, para efectos de carga muerta correspondiente a la capa de rodadura + viga
- $\gamma_{LL} = 1,75$, para efectos de carga viva correspondiente al Camión de Diseño + la Carga Distribuida

Coefficiente de modificación de carga (ver cuadro 4.2 y cuadro 4.3)

- $n \geq 0,95$, para cargas con $\gamma_{MÁXIMOS}$

Con lo que se tiene:

$$Mu = 1,00 \times ((1,25 \times M_{DC}) + (1,50 \times M_{DW}) + (1,75 \times M_{LL})) \quad (5.207)$$

Cuadro. 5.13 Esfuerzos flexionantes últimos solicitantes en secciones obligatorias

SECCIONES OBLIG.	ABSCISA (mm)	D1		D2		CARGA VIVA		Mu (kN*mm)
		TABLERO	VIGA	PARAPETO	CAPA DE RODADURA	CAMIÓN DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
		Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	
0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	22500	4414500,00	1574437,50	1207406,25	1068187,50	3280550,00	2354062,50	20851892,19
14	45000	0	0	0	0	0	0	0
FACTOR		1,25		1,50		1,75		

- **Análisis de sección crítica por esfuerzo flexionante:**

Sección crítica: 7

$$Mu_{SOLICITANTE} = 20,85 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Cálculo de la capacidad del momento resistente en el centro de la luz

Para obtención del momento resistente se analiza la carga resistente de cada elemento estructural perteneciente a la sección transversal compuesta (elementos de viga y de tablero) con lo que se localiza el eje neutro plástico, correspondiente a uno de los tres casos posibles.

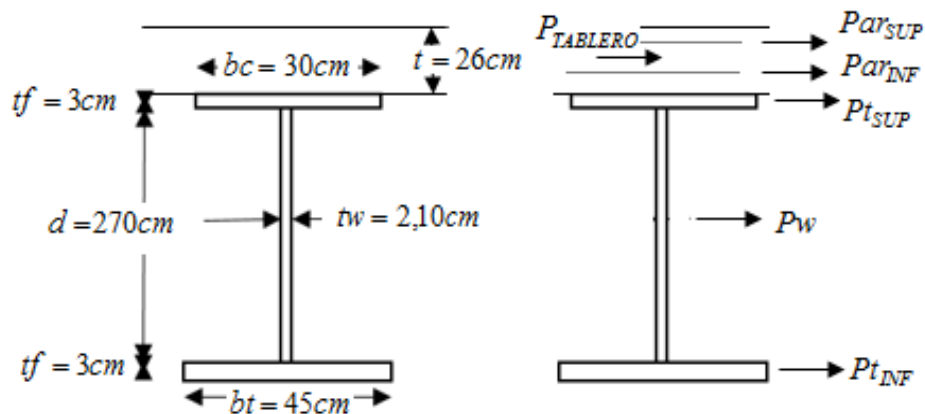


Fig. 5.58 Carga resistente de cada elemento de la sección transversal compuesta

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.208)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30$$

$$Pt_{INF} = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_w = f_y \times t_w \times d \quad (5.209)$$

$$P_w = 350 \times 21 \times 2700$$

$$P_w = 19,85 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$P_{t_{SUP}} = f_y \times b t \times t_{f_{SUP}} \quad (5.210)$$

$$P_{t_{SUP}} = 350 \times 300 \times 30$$

$$P_{t_{SUP}} = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'_c \times b_e \times t \quad (5.211)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260$$

$$P_{TABLERO} = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = f_y \times \left(\pi \times d^2 / 4 \right) \quad (5.212)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times \left(\pi \times 16^2 / 4 \right)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta

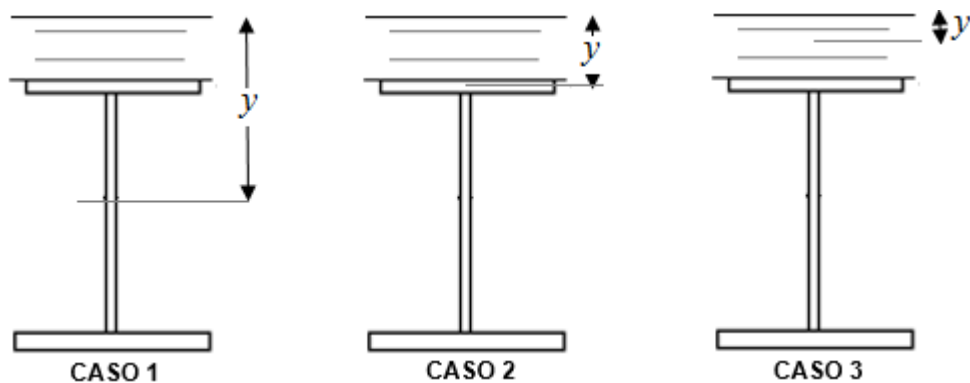


Fig. 5.59 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_W \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.213)$$

$$4,73 \times 10^6 + 19,85 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,08 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$24,58 \times 10^6 N \geq 21,26 \times 10^6 N$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.214)$$

$$4,73 \times 10^6 + 19,85 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,08 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$27,73 \times 10^6 N \geq 18,11 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} (d_{SUP}/t) + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.215)$$

$$4,73 \times 10^6 + 19,85 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 (20,70/26) + 0,08 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$27,73 \times 10^6 N > 14,45 \times 10^6 N$$

Analizados los tres casos, se ve que en el Caso 1 la diferencia existente es mínima en comparación a los otros dos casos, por lo que el eje neutro resistente de la sección compuesta se encuentra en el alma de la viga.

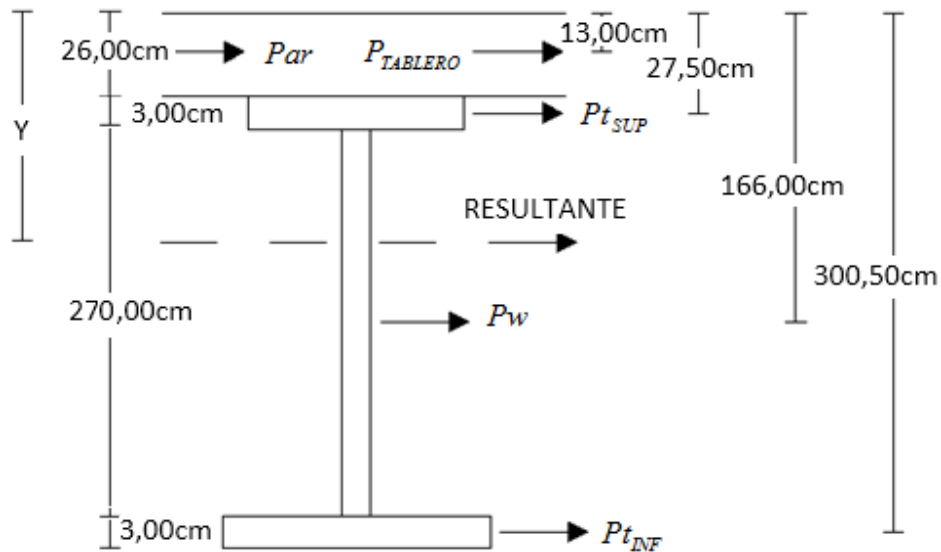


Fig. 5.60 Ubicación del eje neutro plástico en el centro de la luz de la viga
(sección 7)

$$R = \Sigma Fi \quad (5.216)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 19,85 + 4,73$$

$$R = 45,82 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.217)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (166,00 \times Pw) + (300,50 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (166,00 \times 19,85) + (300,50 \times 4,73) = 45,82 \times Y$$

$$Y = 109,09 \text{ cm}$$

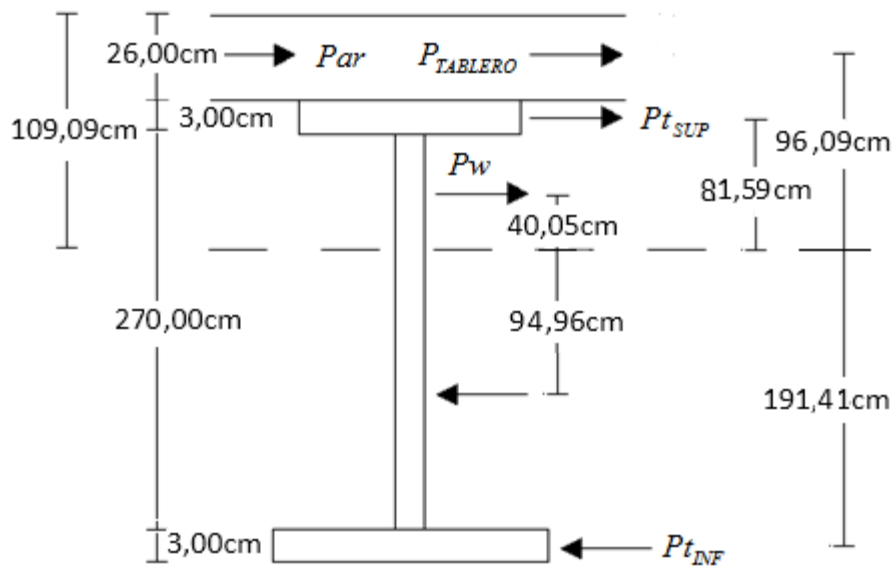


Fig. 5.61 Diagrama para el cálculo del momento resistente en el centro de la luz de la viga (sección 7)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$Mn_{RESISTENTE} = (96,09 \times 2 \times Par) + (96,09 \times P_{TABLERO}) + (81,59 \times Pt_{SUP}) + (40,05 \times Pw) + (94,96 \times Pw) + (191,41 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (96,09 \times 2 \times 0,07) + (96,09 \times 17,95) + (81,59 \times 3,15) + (40,05 \times 5,89) + (94,96 \times 13,96) + (191,41 \times 4,73) \quad (5.218)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 44,62 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.219)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 44,62 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 37,93 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.220)$$

$$20,85 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 37,93 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

- **Determinación si la sección es compacta en la sección crítica**

El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales y la sección satisface el límite de esbeltez del alma. La sección es compacta si cumple con la siguiente desigualdad:

$$\frac{2 \times y}{tw} \leq 376 \times \sqrt{\frac{E}{fy \times C}} \quad (5.221)$$

Donde:

- y = ubicación del eje neutro plástico (cm)
- tw = espesor del alma de la viga (cm)
- E = módulo de elasticidad del acero (MPa)
- fy = esfuerzo mínimo de fluencia del acero (MPa)

$$\frac{2 \times 109,37}{2,10} \leq 376 \times \sqrt{\frac{210}{350 \times 0,39}}$$

$$104,16 \leq 466,67$$

∴ La sección es compacta

En los extremos de la viga (abscisa 0mm y 45000mm), por ser el momento nulo ($y=0$), se cumple la desigualdad anterior, por lo que la sección de viga en los apoyos también es compacta.

ANÁLISIS DE VIGA METÁLICA (SECCIONES COMPLEMENTARIAS)

- **PRIMERA ETAPA: Construcción del tablero armado**

La sección resistente es la sección de viga metálica. En esta etapa las cargas actuantes son las proporcionadas por el peso propio de viga más el peso propio del tablero. El aporte de la carga por parte de mano de obra y equipo se las considera nulas, por lo que el peso total es:

$$w_{D1} = 23,66 \text{ N/mm}$$

Momento por carga muerta en secciones obligatorias:

$$M_x = x(L - x) \times 0,50 w_{D1} \quad (5.222)$$

Sección resistente:

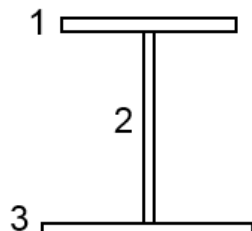


Fig. 5.62 Esquema de sección resistente para secciones complementarias (primera etapa)

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\overline{y_c} = \frac{\Sigma(A \times y_t)}{\Sigma A} \quad (5.223)$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\overline{y_t} = h - \overline{y_c} \quad (5.224)$$

Cuadro. 5.14 Momentos por carga muerta (viga + tablero) en secciones complementarias

SECCIONES OBLIG.	ABSCISA (mm)	D1		Mx (D1)
		TABLERO	VIGA	
		(kN*mm)	(kN*mm)	(kN*mm)
1	4000	1430080,00	510040,00	1940120,00
2	8000	2581120,00	920560,00	3501680,00
3	12000	3453120,00	1231560,00	4684680,00
4	16000	4046080,00	1443040,00	5489120,00
5	20000	4360000,00	1555000,00	5915000,00
6	21785	4410042,12	1572847,59	5982889,71
8	23215	4410042,12	1572847,59	5982889,71
9	25000	4360000,00	1555000,00	5915000,00
10	29000	4046080,00	1443040,00	5489120,00
11	33000	3453120,00	1231560,00	4684680,00
12	37000	2581120,00	920560,00	3501680,00
13	41000	1430080,00	510040,00	1940120,00

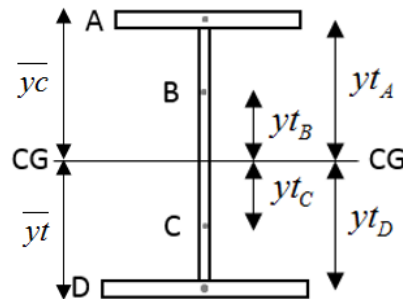


Fig. 5.63 Esquema del centroide de la sección resistente para secciones complementarias (primera etapa)

Inercia de la sección de viga con respecto al centro de gravedad en secciones complementarias:

$$I_{CG} = \left[\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times yt_A^2) \right] + \left[\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times yt_B^2) \right] + \left[\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times yt_C^2) \right] + \left[\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right] \quad (5.225)$$

Cuadro. 5.15 Propiedades geométricas de la viga en secciones complementarias (primera etapa)

SECCIONES	ABSCISA (mm)	ELEMENTO	Dimensión	Área	yt	A*yt	yc	yt	h	I
			(cm*cm)	(cm ²)	(cm)	(cm ³)	(cm)	(cm)	(cm)	(10 ⁶ cm ⁴)
1	4000	1	30x3	90,00	1,50	135,00	74,33	62,29	136,62	0,12
		2	2,10x130,62	274,30	68,31	18737,57				
13	41000	3	45x3	135,00	135,12	18241,20				
		Σ	-	499,30	-	37113,77				
2	8000	1	30x3	90	1,50	135	89,92	76,83	166,75	0,40
		2	2,10x160,75	337,58	83,38	28145,3156				
12	37000	3	45x3	135,00	165,25	22308,75				
		Σ	-	562,58	-	50589,07				
3	12000	1	30x3	90,00	1,50	135,00	105,42	91,47	196,89	1,06
		2	2,10x190,89	400,87	98,45	39463,55				
11	33000	3	45x3	135,00	195,39	26377,65				
		Σ	-	625,87	-	65976,20				
4	16000	1	30x3	90,00	1,50	135,00	120,83	106,20	227,03	2,46
		2	2,10x221,03	464,16	113,52	52689,46				
10	29000	3	45x3	135,00	225,53	30446,55				
		Σ	-	689,16	-	83271,01				
5	20000	1	30x3	90,00	1,50	135,00	136,18	120,98	257,16	5,13
		2	2,10x251,16	527,44	128,58	67817,72				
9	25000	3	45x3	135,00	255,66	34514,10				
		Σ	-	752,44	-	102466,82				
6	21785	1	30x3	90,00	1,50	135,00	143,02	127,59	270,61	6,92
		2	2,10x264,61	555,68	135,31	75186,42				
8	23215	3	45x3	135,00	269,11	36329,85				
		Σ	-	780,68	-	111651,27				

Cálculo de módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / y_c \quad (5.226)$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / y_t \quad (5.227)$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga (f_c):

$$f_c = M_{D1} / Z_c \quad (5.228)$$

- Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (f_t):

$$f_t = M_{D1} / Z_t \quad (5.229)$$

Cuadro. 5.16 Módulos seccionales y esfuerzos en secciones complementarias (primera etapa)

SECCIONES	ABSCISA (mm)	I 10 ⁶ (cm ⁴)	y _c (cm)	y _t (cm)	Z _c (cm ³)	Z _t (cm ³)	MD1 (N*mm)	f _c (N/mm ²)	f _t (N/mm ²)
1	4000	0,12	74,33	62,29	1628,28	1943,09	1,94	1191,51	998,47
13	41000								
2	8000	0,40	89,92	76,83	4407,32	5158,74	3,50	794,51	678,79
12	37000								
3	12000	1,06	105,42	91,47	10057,50	11590,26	4,68	465,79	404,19
11	33000								
4	16000	2,46	120,83	106,20	20349,18	23152,14	5,49	269,75	237,09
10	29000								
5	20000	5,13	136,18	120,98	37646,32	42376,31	5,92	157,12	139,58
9	25000								
6	21785	6,92	143,02	127,59	48407,06	54259,35	5,98	123,60	110,26
8	23215								

ANÁLISIS DE SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA (SECCIONES COMPLEMENTARIAS)

- **SEGUNDA ETAPA: Sección compuesta (peso propio)**

Propiedades de la sección transversal compuesta:

- D1 = peso propio de viga y tablero
Elemento soportante = viga
- D2 = peso de protección lateral y capa de rodadura
Elemento soportante = sección compuesta a largo plazo (3n)

La sección resistente es la sección compuesta. En esta etapa las cargas actuantes son las proporcionadas por el peso propio de vigas más el peso propio del tablero (D1) más el peso de protección lateral más la capa de rodadura (D2).

$$w = w_{D2} = 8,99 \text{ N/mm}$$

Momento por carga muerta, en secciones complementarias:

$$M_x = x(L - x) \times 0,50 w_{D2} \quad (5.230)$$

Sección resistente:

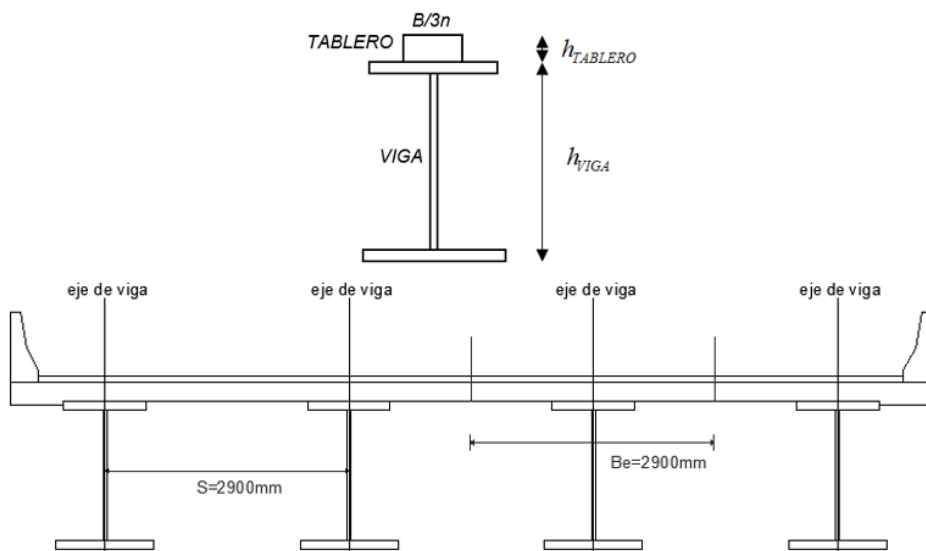


Fig. 5.64 Sección resistente (segunda etapa)

Cuadro. 5.17 Momentos por carga muerta (parapeto + capa de rodadura)
en secciones complementarias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D2		Mx (D2)
		PARAPETO	CARPETA	
		(kN*mm)	(kN*mm)	(kN*mm)
1	4000	391140,00	346040,00	737180,00
2	8000	705960,00	624560,00	1330520,00
3	12000	944460,00	835560,00	1780020,00
4	16000	1106640,00	979040,00	2085680,00
5	20000	1192500,00	1055000,00	2247500,00
6	21785	1206186,98	1067108,82	2273295,79
8	23215	1206186,98	1067108,82	2273295,79
9	25000	1192500,00	1055000,00	2247500,00
10	29000	1106640,00	979040,00	2085680,00
11	33000	944460,00	835560,00	1780020,00
12	37000	705960,00	624560,00	1330520,00
13	41000	391140,00	346040,00	737180,00

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\bar{y}_c = \frac{\Sigma(A \times y_t)}{\Sigma A} \quad (5.231)$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\bar{y}_t = h - \bar{y}_c \quad (5.232)$$

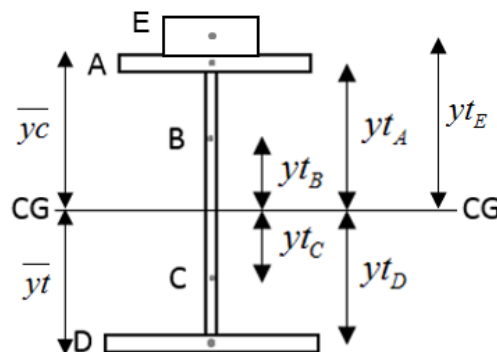


Fig. 5.65 Esquema del centro de gravedad de la sección resistente en el
centro de luz (segunda etapa)

Inercia de la sección de viga con respecto al centro de gravedad en el
centro de luz:

$$I_{CG} = \left[\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times y_{t_A}^2) \right] + \left[\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times y_{t_B}^2) \right] + \left[\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times y_{t_C}^2) \right] + \left[\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times y_{t_D}^2) \right] + \left[\frac{b_E \times h_E^3}{12} + (b_E \times h_E \times y_{t_E}^2) \right] \quad (5.233)$$

Cuadro. 5.18 Propiedades geométricas de la viga en secciones complementarias (segunda etapa)

ABSCISA (mm)	ELEMENTO	Dimensión	Área	yt	A*yt	yc	yt	h	I
		(cm*cm)	(cm2)	(cm)	(cm3)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm4)
4000	1	12,08*26	314,08	13	4083,04	66,61	96,01	162,62	2,86
	2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
	3	2,10x130,62	274,30	94,31	25869,42				
41000	4	45x3	135,00	161,12	21751,20				
	Σ	-	813,38	-	54178,66				
8000	1	12,08*26	314,08	13,00	4083,04	78,59	114,16	192,75	4,36
	2	30x3	90	27,50	2475				
	3	2,10x160,75	337,58	109,38	36922,2656				
37000	4	45x3	135,00	188,25	25413,75				
	Σ	-	876,66	-	68894,06				
12000	1	12,08*26	314,08	13	4083,04	91,85	131,04	222,89	6,25
	2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
	3	2,10x190,89	400,87	124,45	49886,14				
33000	4	45x3	135,00	221,39	29887,65				
	Σ	-	939,95	-	86331,83				
16000	1	12,08*26	314,08	13	4083,04	104,93	148,10	253,03	8,56
	2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
	3	2,10x221,03	464,16	139,52	64757,70				
29000	4	45x3	135,00	251,53	33956,55				
	Σ	-	1003,24	-	105272,29				
20000	1	12,08*26	314,08	13	4083,04	118,25	164,91	283,16	11,31
	2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
	3	2,10x251,16	527,44	154,58	81531,06				
25000	4	45x3	135,00	281,66	38024,10				
	Σ	-	1066,52	-	126113,20				
21785	1	12,08*26	314,08	13	4083,04	121,83	174,78	296,61	12,70
	2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
	3	2,10x264,61	488,48	161,31	78794,43				
23215	4	45x3	135,00	295,11	39839,85				
	Σ	-	1027,56	-	125192,32				

Cálculo de módulos seccionales:

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / \overline{yc} \quad (5.234)$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / \overline{yt} \quad (5.235)$$

- Módulo seccional que corresponde a la fibra inferior del tablero (Z_{L-V})

$$Z_{L-V} = \frac{(\overline{yc} - h_{TABLERO}) \times Z_c}{\overline{yc}} \quad (5.236)$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga:

- Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga (f_c):

$$f_c = M_{D2} / Z_c \quad (5.237)$$

- Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (f_t):

$$f_t = M_{D2} / Z_t \quad (5.238)$$

- Esfuerzo a compresión que corresponde a la fibra inferior del tablero (f_{L-V}):

$$f_{L-V} = M_{D2} / Z_{L-V} \quad (5.239)$$

Esfuerzos reales del hormigón:

- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{c\text{SUPERIOR}} = f_c / (3 \times n) \quad (5.240)$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{c\text{INFERIOR}} = f_{L-V} / (3 \times n) \quad (5.241)$$

Cuadro. 5.19 Módulos seccionales y esfuerzos en secciones complementarias (segunda etapa)

SECCIONES	ABSCISA (mm)	I	yc	yt	Zc	Zt	ZL-V	MD2	fc	ft	ftL-V
		(cm ⁴)	(cm)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)	(N*mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
1	4000	2,86	66,61	96,01	43004,79	29835,28	26218,43	0,74	0,71	24,71	28,12
13	41000										
2	8000	4,36	78,59	114,16	55534,05	38228,62	37161,07	1,33	1,00	34,80	35,80
12	37000										
3	12000	6,25	91,85	131,04	68067,64	47708,39	48799,16	1,78	1,09	37,31	36,48
11	33000										
4	16000	8,56	104,9 3	148,10	81557,86	57786,25	61349,49	2,09	1,07	36,09	34,00
10	29000										
5	20000	11,31	118,2 5	164,91	95663,04	68593,76	74628,92	2,25	0,98	32,77	30,12
9	25000										
6	21785	12,70	121,8 3	174,78	104242,78	72666,69	81996,92	2,27	0,91	31,28	27,72
8	23215										

Cálculo de los efectos por carga muerta

Los efectos por carga muerta son los cortantes y momentos máximos sin factorar en una viga simplemente apoyada con una luz (L), cargada con una carga uniformemente distribuida (w). El cortante (Vx) y el momento (Mx) a una abscisa (x) del apoyo son dados por:

$$Vx = w \times (0,50L - x) \quad (5.242)$$

$$Mx = x(L - x) \times 0,50w \quad (5.243)$$

**Cuadro 5.20 Cortantes máximos sin factorar en viga por peso propio
(primera + segunda etapa). Secciones complementarias**

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		VD1	D2		VD2	VD1+VD2
		TABLERO	VIGA		PARAPETO	CARPETA		
		Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)
1	4000	322,64	115,07	437,71	88,25	78,07	166,32	604,03
2	8000	252,88	90,19	343,07	69,17	61,19	130,36	473,43
3	12000	183,12	65,31	248,43	50,09	44,31	94,40	342,83
4	16000	113,36	40,43	153,79	31,01	27,43	58,44	212,23
5	20000	43,60	15,55	59,15	11,93	10,55	22,48	81,63
6	21785	12,47	4,45	16,92	3,41	3,02	6,43	23,34
8	23215	-12,47	-4,45	-16,92	-3,41	-3,02	-6,43	-23,34
9	25000	-43,60	-15,55	-59,15	-11,93	-10,55	-22,48	-81,63
10	29000	-113,36	-40,43	-153,79	-31,01	-27,43	-58,44	-212,23
11	33000	-183,12	-65,31	-248,43	-50,09	-44,31	-94,40	-342,83
12	37000	-252,88	-90,19	-343,07	-69,17	-61,19	-130,36	-473,43
13	41000	-322,64	-115,07	-437,71	-88,25	-78,07	-166,32	-604,03

**Cuadro 5.21 Momentos máximos sin factorar en viga por peso propio
(primera + segunda etapa). Secciones complementarias**

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		MD1	D2		MD2	MD1+MD2
		TABLERO	VIGA		PARAPETO	CARPETA		
		Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	(kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	(kN*mm)	(kN*mm)
1	4000	1430080,00	510040,00	1940120,00	391140,00	346040,00	737180,00	2677300,00
2	8000	2581120,00	920560,00	3501680,00	705960,00	624560,00	1330520,00	4832200,00
3	12000	3453120,00	1231560,00	4684680,00	944460,00	835560,00	1780020,00	6464700,00
4	16000	4046080,00	1443040,00	5489120,00	1106640,00	979040,00	2085680,00	7574800,00
5	20000	4360000,00	1555000,00	5915000,00	1192500,00	1055000,00	2247500,00	8162500,00
6	21785	4410042,12	1572847,59	5982889,71	1206186,98	1067108,82	2273295,79	8256185,50
8	23215	4410042,12	1572847,59	5982889,71	1206186,98	1067108,82	2273295,79	8256185,50
9	25000	4360000,00	1555000,00	5915000,00	1192500,00	1055000,00	2247500,00	8162500,00
10	29000	4046080,00	1443040,00	5489120,00	1106640,00	979040,00	2085680,00	7574800,00
11	33000	3453120,00	1231560,00	4684680,00	944460,00	835560,00	1780020,00	6464700,00
12	37000	2581120,00	920560,00	3501680,00	705960,00	624560,00	1330520,00	4832200,00
13	41000	1430080,00	510040,00	1940120,00	391140,00	346040,00	737180,00	2677300,00

ANÁLISIS DEL PUENTE EN SERVICIO (SECCIONES COMPLEMENTARIAS)

- **TERCERA ETAPA: Sección compuesta del puente en servicio**

Sección resistente:

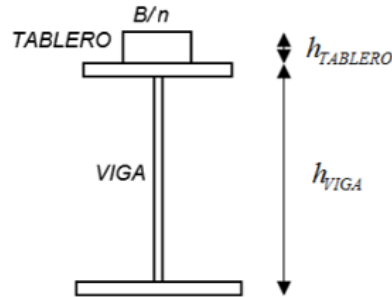


Fig. 5.66 Sección resistente (Puente en servicio) en secciones complementarias

$$\frac{B}{n} = \frac{2900}{8} = 362,50mm \quad (5.244)$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\bar{y}_c = \frac{\Sigma(A \times y_t)}{\Sigma A} \quad (5.245)$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\bar{y}_t = h - \bar{y}_c \quad (5.246)$$

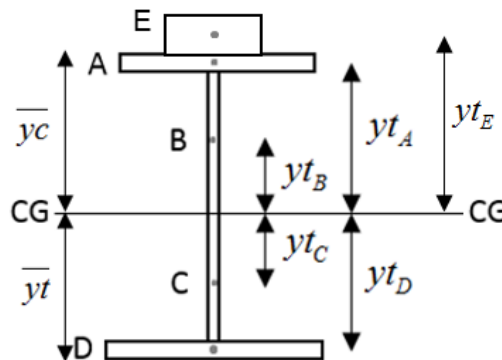


Fig. 5.67 Esquema del centro de gravedad de la sección resistente en secciones complementarias (tercera etapa)

Inercia de la sección de viga con respecto al centro de gravedad en secciones complementarias:

$$I_{CG} = \left[\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times yt_A^2) \right] + \left[\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times yt_B^2) \right] + \left[\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times yt_C^2) \right] + \left[\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right] + \left[\frac{b_E \times h_E^3}{12} + (b_E \times h_E \times yt_E^2) \right] \quad (5.247)$$

Cuadro. 5.22 Propiedades de viga compuesta en secciones complementarias (tercera etapa)

SECCIONES	ABSCISA (mm)	ELEMENTO	Dimensión (cm*cm)	Área (cm2)	yt (cm)	A*yt (cm3)	yc (cm)	yt (cm)	h (cm)	I 10 ⁶ (cm4)
1	4000	1	36,25*26	942,5	13,00	12252,50	43,14	119,08	162,22	3,07
		2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
		3	2,10x130,22	273,47	94,11	25736,25				
13	41000	4	45x3	135,00	160,72	21697,50				
		Σ	-	1440,97	-	62161,25				
2	8000	1	36,25*26	942,50	13,00	12252,50	51,12	141,33	192,44	5,97
		2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
		3	2,10x160,44	336,93	109,22	36800,61				
12	37000	4	45x3	135,00	187,94	25372,50				
		Σ	-	1504,43	-	76900,61				
3	12000	1	36,25*26	942,50	13,00	12252,50	60,19	162,48	222,67	8,61
		2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
		3	2,10x190,67	400,40	124,33	49783,07				
11	33000	4	45x3	135,00	221,17	29857,50				
		Σ	-	1567,90	-	94368,07				
4	16000	1	36,25*26	942,50	13,00	12252,50	69,48	183,41	252,89	11,84
		2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
		3	2,10x220,89	463,87	139,44	64683,63				
10	29000	4	45x3	135,00	251,39	33937,50				
		Σ	-	1631,37	-	113348,63				
5	20000	1	36,25*26	942,5	13,00	12252,50	79,21	203,90	283,11	15,72
		2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
		3	2,10x251,11	527,33	154,56	81502,30				
9	25000	4	45x3	135,00	281,61	38017,50				
		Σ	-	1694,83	-	134247,30				

6	21785	1	36,25*26	942,50	13,00	12252,50	83,68	212,92	296,60	17,67
		2	30x3	90,00	27,50	2475,00				
		3	2,10x264,60	555,66	161,30	89626,59				
8	23215	4	45x3	135,00	295,10	39838,20				
		Σ	-	1723,16	-	144192,29				

Cálculo de los efectos por carga viva (Carga Distribuida) en secciones complementarias

Los efectos por carga viva son los cortantes y momentos máximos sin factorar en una viga simplemente apoyada con una luz (L), cargada con una carga uniformemente distribuida (w). El cortante (Vx) y el momento (Mx) a una abscisa (x) del apoyo son dados por:

$$Vx = w_{CD} \times (0,50L - x) \quad (5.248)$$

$$Mx = x(L - x) \times 0,50w_{CD} \quad (5.249)$$

Cuadro 5.23 Cortantes y momentos máximos sin factorar en viga por carga viva debido a carga distribuida (tercera etapa). Secciones complementarias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	CARGA VIVA	
		CARGA DISTRIBUIDA (CD) w = 9,30 (N/mm)	
		Vx (kN)	Mx (kN*mm)
1	4000	203,67	762600,00
2	8000	134,85	1376400,00
3	12000	97,65	1841400,00
4	16000	60,45	2157600,00
5	20000	23,25	2325000,00
6	21785	6,65	2351685,30
8	23215	-6,65	2351685,30
9	25000	-23,25	2325000,00
10	29000	-60,45	2157600,00
11	33000	-97,65	1841400,00
12	37000	-134,85	1376400,00
13	41000	-203,67	762600,00

- Cálculo de los efectos por carga viva (Camión de Diseño) en secciones complementarias

Sección: 1 (Abscisa 4000mm)

$$\begin{aligned}
 \Sigma M &= 0,00 \\
 (4000 \times P_2) + (8300 \times P_3) - (45000 \times R_D) &= 0,00 \\
 (4000 \times 145000) + (8300 \times 145000) &= 45000 \times R_D \quad (5.250) \\
 R_D &= 39,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma R &= 0,00 \\
 R_I - P_2 - P_3 + R_D &= 0,00 \\
 R_I &= (145 + 145) - 39,63 \quad (5.251) \\
 R_I &= 250,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

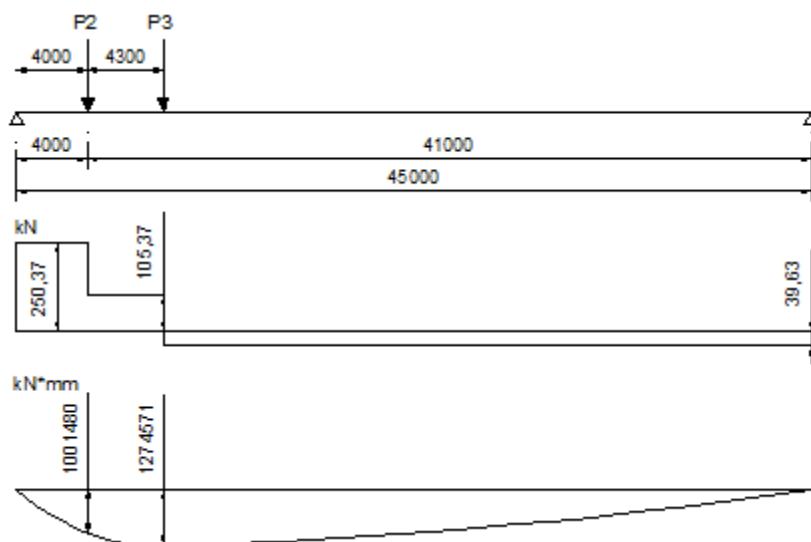


Fig. 5.68 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 1

Sección: 2 (Abscisa 8000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(3700 \times P_1) + (8000 \times P_2) + (12300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.252)$$

$$(3700 \times 35000) + (8000 \times 145000) + (12300 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 68,39kN$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00 \quad (5.253)$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 68,39$$

$$R_I = 257,86kN$$

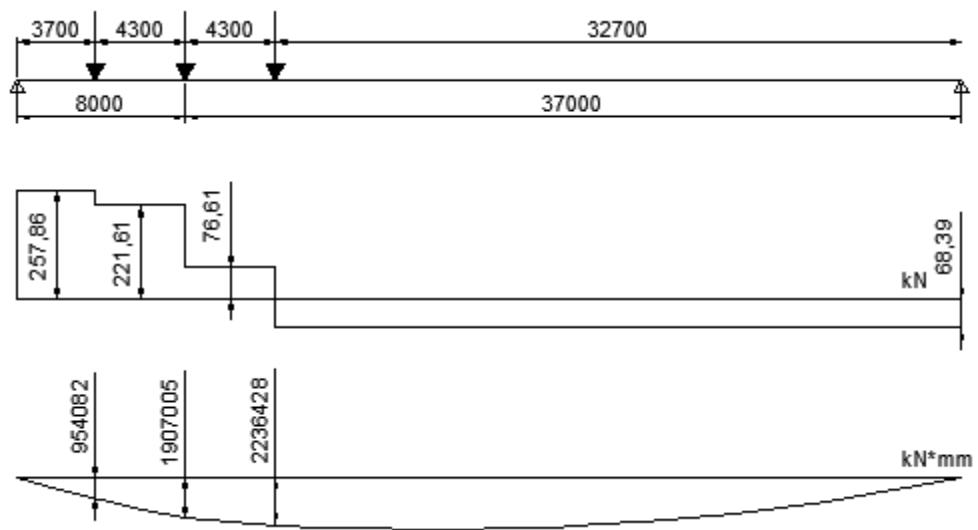


Fig. 5.69 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 2

Sección: 3 (Abscisa 12000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(7700 \times P_1) + (12000 \times P_2) + (16300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00$$

$$(7700 \times 35000) + (12000 \times 145000) + (16300 \times 145000) = 45000 \times R_D \quad (5.254)$$

$$R_D = 97,39kN$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (35,00 + 145 + 145) - 97,39 \quad (5.255)$$

$$R_I = 228,86kN$$

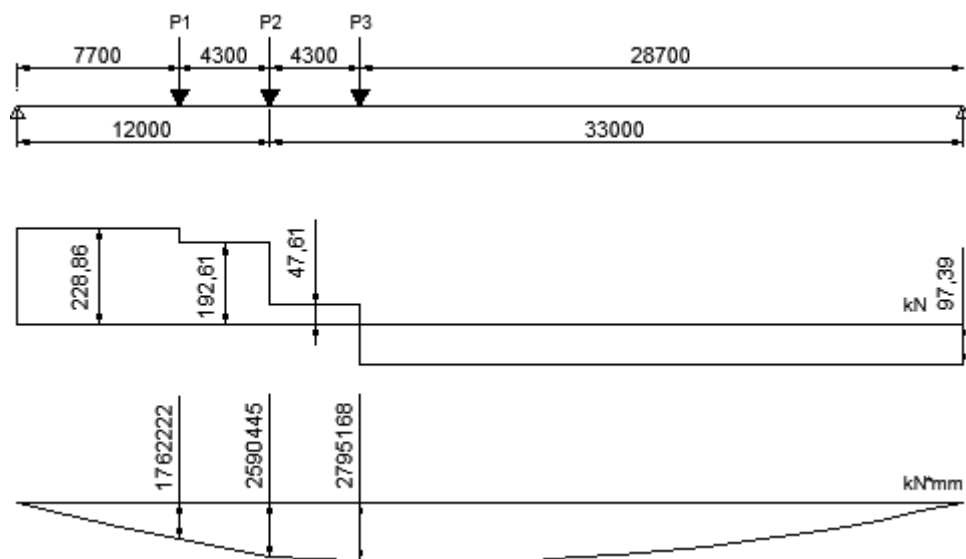


Fig. 5.70 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 3

Sección: 4 (Abscisa 16000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(11700 \times P_1) + (16000 \times P_2) + (20300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.256)$$

$$(11700 \times 35000) + (16000 \times 145000) + (20300 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 126,39kN$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00 \quad (5.257)$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 126,39$$

$$R_I = 199,86kN$$

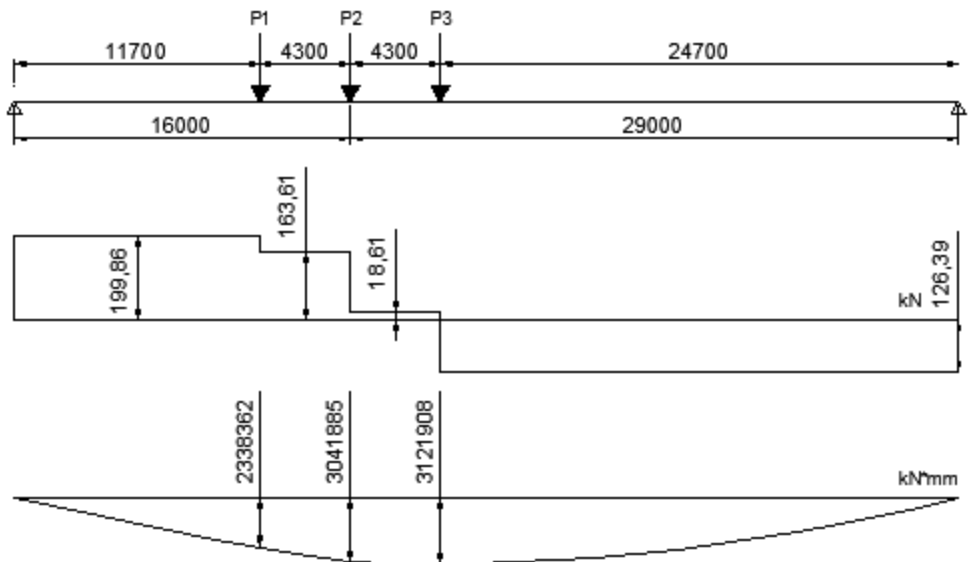


Fig. 5.71 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 4

Sección: 5 (Abscisa 20000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(15700 \times P_1) + (20000 \times P_2) + (24300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.258)$$

$$(15700 \times 35000) + (20000 \times 145000) + (24300 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 155,39 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 155,39 \quad (5.259)$$

$$R_I = 170,86 \text{ kN}$$

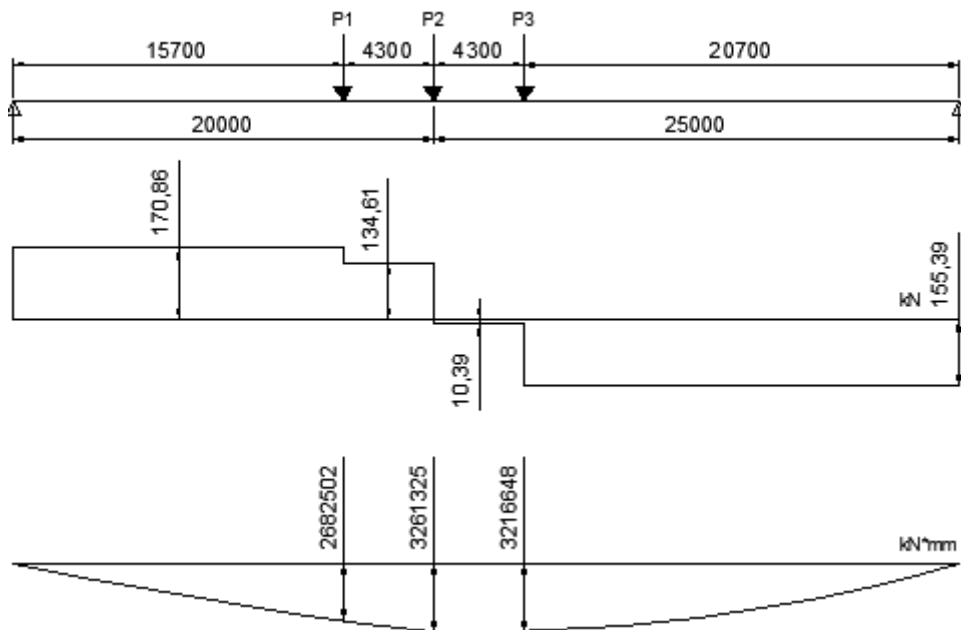


Fig. 5.72 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 5

Sección: 6 (Abscisa 21785mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(17485 \times P_1) + (21785 \times P_2) + (26085 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00$$

$$(17485 \times 35000) + (21785 \times 145000) + (26085 \times 145000) = 45000 \times R_D \quad (5.260)$$

$$R_D = 168,33kN$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 168,33 \quad (5.261)$$

$$R_I = 157,92kN$$

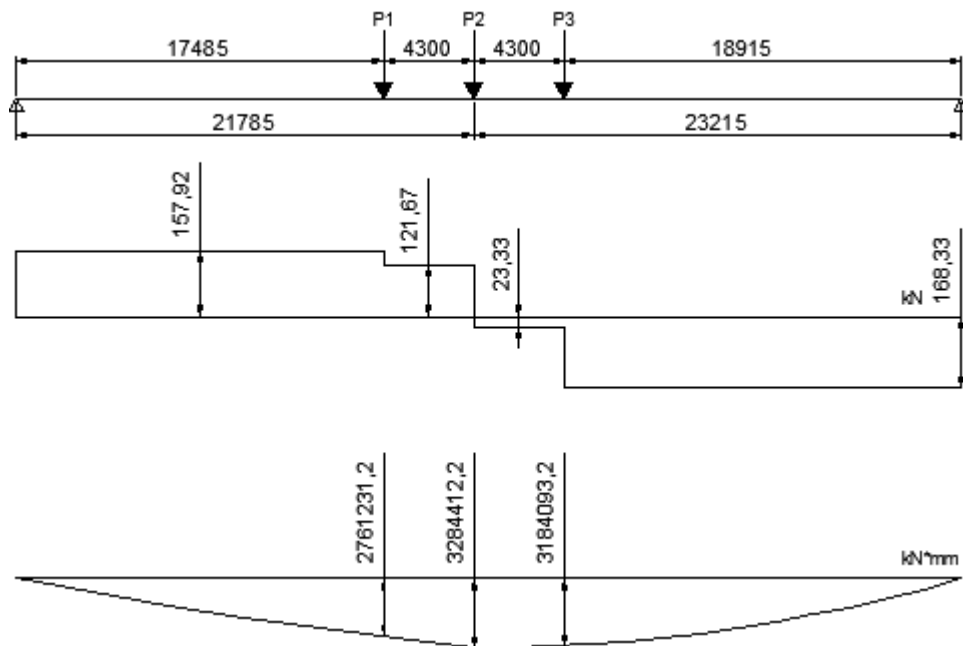


Fig. 5.73 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 6

Sección: 7 (Abscisa 22500mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(18200 \times P_1) + (22500 \times P_2) + (26800 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00$$

$$(18200 \times 35000) + (22500 \times 145000) + (26800 \times 145000) = 45000 \times R_D \quad (5.262)$$

$$R_D = 173,52 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 173,52 \quad (5.263)$$

$$R_I = 152,73 \text{ kN}$$

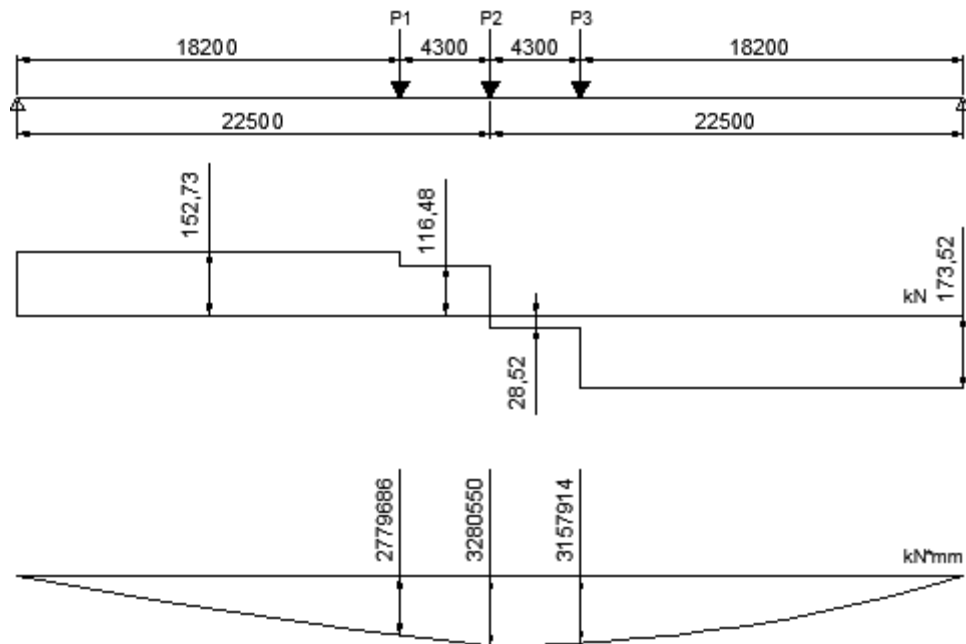


Fig. 5.74 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 7

Sección: 8 (Abscisa 23215mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(18915 \times P_1) + (23215 \times P_2) + (27515 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.264)$$

$$(18915 \times 35000) + (23215 \times 145000) + (27515 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 178,70 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00 \quad (5.265)$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 178,70$$

$$R_I = 147,55 \text{ kN}$$

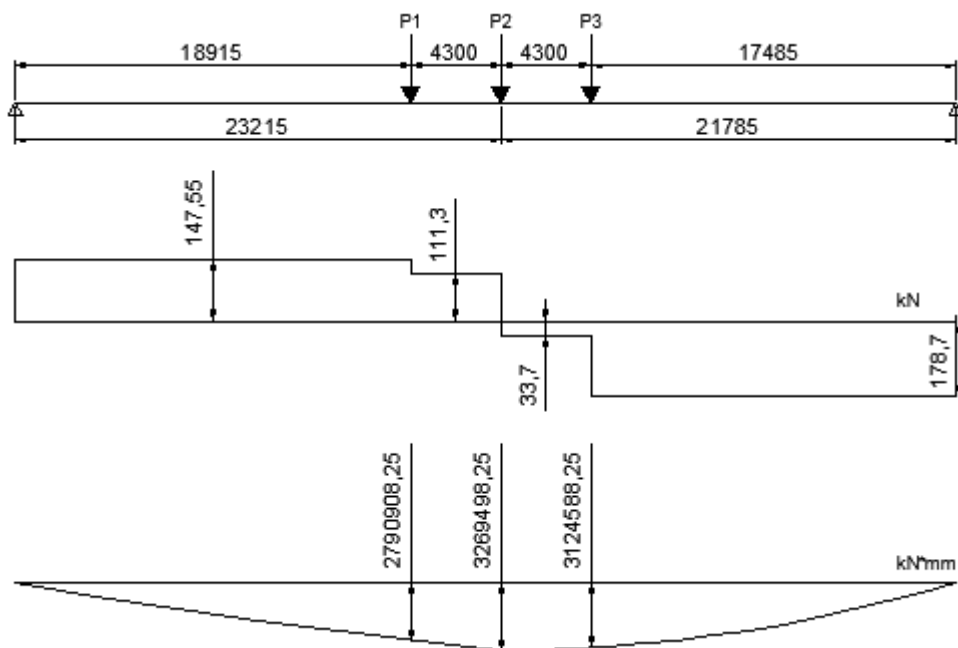


Fig. 5.75 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 8

Sección: 9 (Abscisa 25000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(20700 \times P_1) + (25000 \times P_2) + (29300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.266)$$

$$(20700 \times 35000) + (25000 \times 145000) + (29300 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 191,64 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00 \quad (5.267)$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 191,64$$

$$R_I = 134,61 \text{ kN}$$

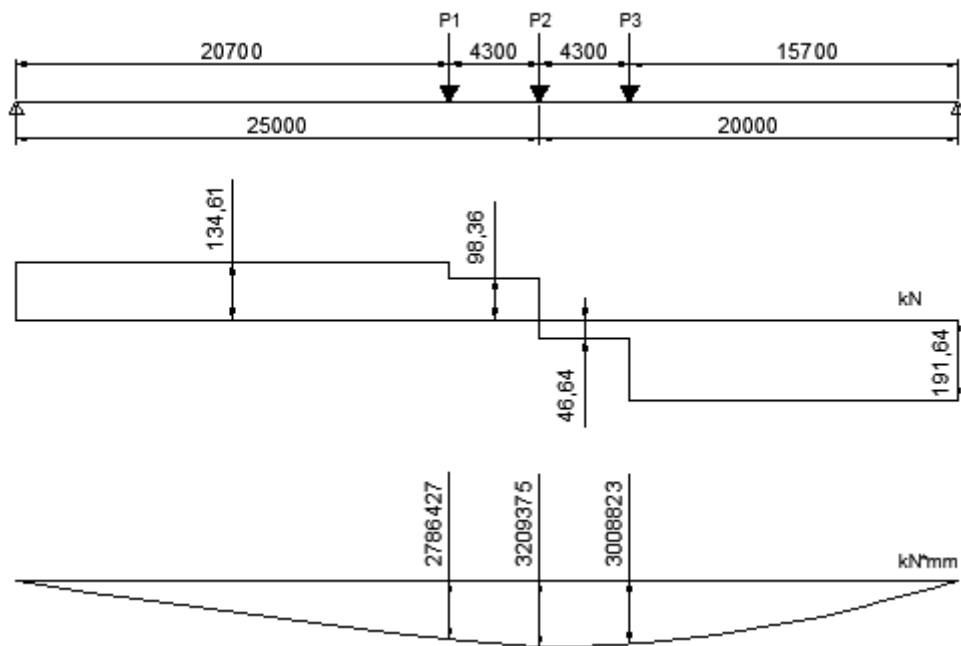


Fig. 5.76 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 9

Sección: 10 (Abscisa 29000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(24700 \times P_1) + (29000 \times P_2) + (33300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.268)$$

$$(24700 \times 35000) + (29000 \times 145000) + (33300 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 220,64 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00 \quad (5.269)$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 220,64$$

$$R_I = 105,61 \text{ kN}$$

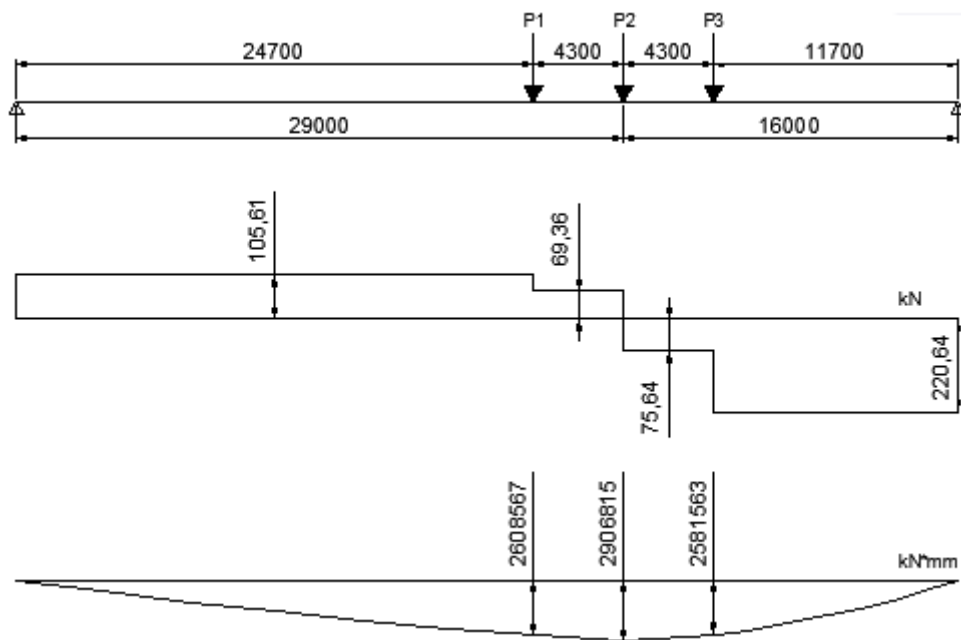


Fig. 5.77 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 10

Sección: 11 (Abscisa 33000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(28700 \times P_1) + (33000 \times P_2) + (37300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.270)$$

$$(28700 \times 35000) + (33000 \times 145000) + (37300 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 249,64 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00 \quad (5.271)$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 249,64$$

$$R_I = 76,61 \text{ kN}$$

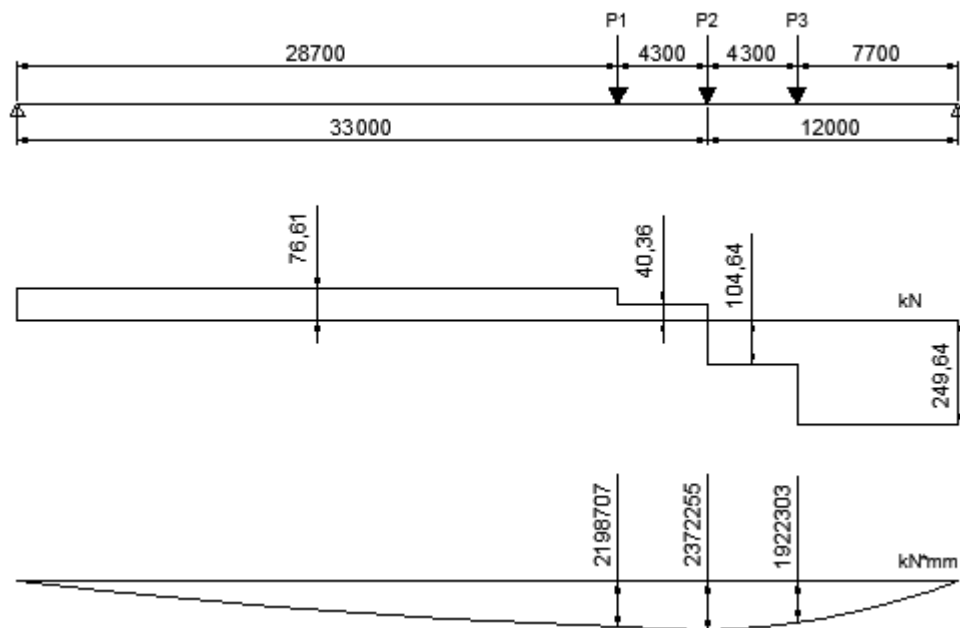


Fig. 5.78 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 11

Sección: 12 (Abscisa 37000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(32700 \times P_1) + (37000 \times P_2) + (41300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00$$

$$(32700 \times 35000) + (37000 \times 145000) + (41300 \times 145000) = 45000 \times R_D \quad (5.272)$$

$$R_D = 278,64 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0,00$$

$$R_I = (35 + 145 + 145) - 278,64 \quad (5.273)$$

$$R_I = 47,61 \text{ kN}$$

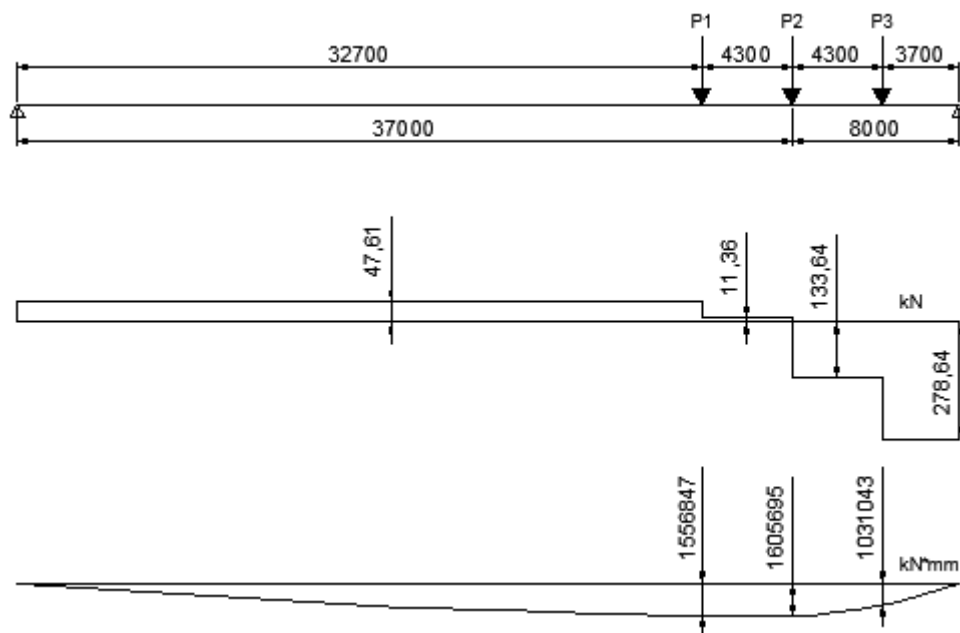


Fig. 5.79 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 12

Sección: 13 (Abscisa 41000mm)

$$\Sigma M = 0,00$$

$$(36700 \times P_1) + (41000 \times P_2) + (45300 \times P_3) - (45000 \times R_D) = 0,00 \quad (5.274)$$

$$(36700 \times 35000) + (41000 \times 145000) = 45000 \times R_D$$

$$R_D = 161,68 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = 0,00$$

$$R_I - P_1 - P_2 + R_D = 0,00 \quad (5.275)$$

$$R_I = (35 + 145) - 161,68$$

$$R_I = 19,57 \text{ kN}$$

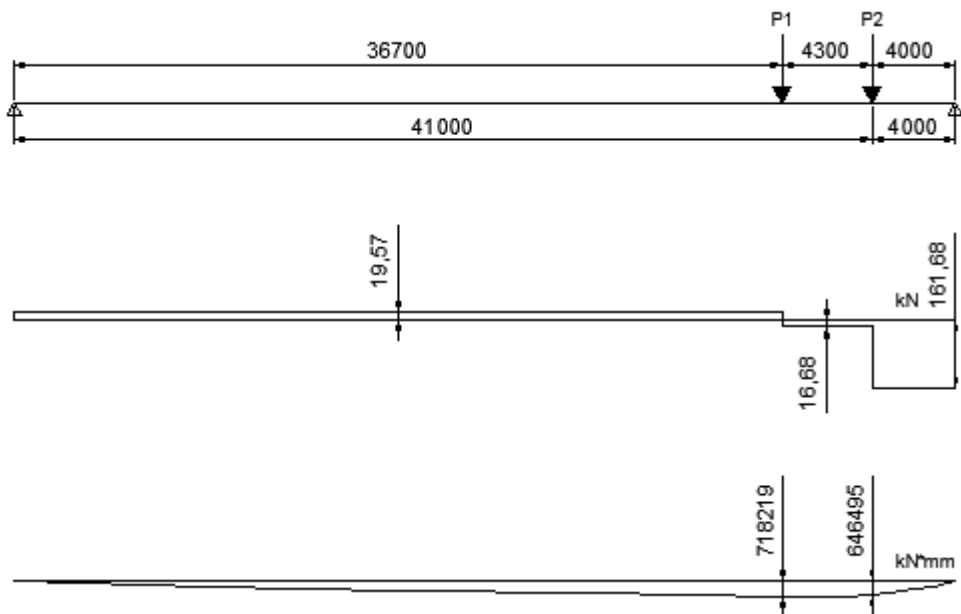


Fig. 5.80 Ubicación del Camión de Diseño, diagramas de corte y momentos actuantes en la sección 13

Cuadro 5.24 Cortes máximos sin factorar en viga por carga viva debido a carga distribuida más camión de diseño (tercera etapa). Secciones complementarias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	CARGA VIVA		
		CARGA DISTRIBUIDA (CD)	CAMIÓN DE DISEÑO (CDD)	(CD + CDD)
		Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)
1	4000	172,05	145,00	317,05
2	8000	134,85	145,00	279,85
3	12000	97,65	145,00	242,65
4	16000	60,45	145,00	205,45
5	20000	23,25	145,00	168,25
6	21785	6,65	145,00	151,65
8	23215	-6,65	-145,00	-151,65
9	25000	-23,25	-145,00	-168,25
10	29000	-60,45	-145,00	-205,45
11	33000	-97,65	-145,00	-242,65
12	37000	-134,85	-145,00	-279,85
13	41000	-172,05	-145,00	-317,05

Cuadro 5.25 Momentos máximos sin factorar en viga por carga viva debido a carga distribuida más camión de diseño (tercera etapa).

Secciones complementarias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	CARGA VIVA		
		CARGA DISTRIBUIDA (CD)	CAMIÓN DE DISEÑO (CDD)	(CD + CDD)
		Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)
1	4000	762600,00	1001480,00	1764080,00
2	8000	1376400,00	1907005,00	3283405,00
3	12000	1841400,00	2590445,00	4431845,00
4	16000	2157600,00	3041885,00	5199485,00
5	20000	2325000,00	3261325,00	5586325,00
6	21785	2351685,30	3284412,20	5636097,50
7	22500	2354062,50	3280550,00	5634612,50
8	23215	2351685,30	3269498,25	5621183,55
9	25000	2325000,00	3209375,00	5534375,00
10	29000	2157600,00	2906815,00	5064415,00
11	33000	1841400,00	2372255,00	4213655,00
12	37000	1376400,00	1605695,00	2982095,00
13	41000	762600,00	6464,95	769064,95

Cuadro 5.26 Cortantes últimos solicitantes en viga por carga viva más carga muerta. Puente en servicio. Secciones complementarias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		D2		CARGA VIVA		Vu (N)
		TABLERO	VIGA	PARAPETO	CAPA DE RODADURA	CAMIÓN DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
		Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	(kN)
1	4000	322,64	115,07	88,25	78,07	145,00	172,05	1358,15
2	8000	252,88	90,19	69,17	61,19	145,00	134,85	1119,36
3	12000	183,12	65,31	50,09	44,31	145,00	97,65	880,57
4	16000	113,36	40,43	31,01	27,43	145,00	60,45	641,78
5	20000	43,60	15,55	11,93	10,55	145,00	23,25	402,99
6	21785	12,47	4,45	3,41	3,02	145,00	6,65	296,43
8	23215	-12,47	-4,45	-3,41	-3,02	-145,00	-6,65	-296,43
9	25000	-43,60	-15,55	-11,93	-10,55	-145,00	-23,25	-402,99
10	29000	-113,36	-40,43	-31,01	-27,43	-145,00	-60,45	-641,78
11	33000	-183,12	-65,31	-50,09	-44,31	-145,00	-97,65	-880,57
12	37000	-252,88	-90,19	-69,17	-61,19	-145,00	-134,85	-1119,36
13	41000	-322,64	-115,07	-88,25	-78,07	-145,00	-172,05	-1358,15

Cuadro 5.27 Momentos últimos solicitantes en viga por carga viva más carga muerta. Puente en servicio. Secciones complementarias

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		D2		CARGA VIVA		Mu
		TABLERO	VIGA	PARAPETO	CAPA DE RODADURA	CAMIÓN DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
		Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	Mx (kN*mm)	(kN*mm)
1	4000	1430080,00	510040,00	391140,00	346040,00	1001480,00	762600,00	6647785,00
2	8000	2581120,00	920560,00	705960,00	624560,00	1907005,00	1376400,00	12172488,75
3	12000	3453120,00	1231560,00	944460,00	835560,00	2590445,00	1841400,00	16353383,75
4	16000	4046080,00	1443040,00	1106640,00	979040,00	3041885,00	2157600,00	19173118,75
5	20000	4360000,00	1555000,00	1192500,00	1055000,00	3261325,00	2325000,00	20631693,75
6	21785	4410042,12	1572847,59	1206186,98	1067108,82	3284412,20	2351685,30	20843391,61
7	22500	4414500,00	1574437,50	1207406,25	1068187,50	3280550,00	2354062,50	20851892,19
8	23215	4410042,12	1572847,59	1206186,98	1067108,82	3269498,25	2351685,30	20817292,20
9	25000	4360000,00	1555000,00	1192500,00	1055000,00	3209375,00	2325000,00	20540781,25
10	29000	4046080,00	1443040,00	1106640,00	979040,00	2906815,00	2157600,00	18936746,25
11	33000	3453120,00	1231560,00	944460,00	835560,00	2372255,00	1841400,00	15971551,25
12	37000	2581120,00	920560,00	705960,00	624560,00	1605695,00	1376400,00	11645196,25
13	41000	1430080,00	510040,00	391140,00	346040,00	6464,95	762600,00	4906508,66

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL MOMENTO RESISTENTE EN SECCIONES COMPLEMENTARIAS

Para obtención del momento resistente se analiza la carga resistente de cada elemento estructural perteneciente a la sección transversal compuesta (elementos de viga y de tablero) con lo que se localiza el eje neutro plástico, correspondiente a uno de los tres casos posibles (**Caso 1**: el eje neutro se ubica en el alma de viga. **Caso 2**: el eje neutro se ubica en el patín superior de viga. **Caso 3**: el eje neutro se encuentra en el tablero de hormigón armado) en secciones complementarias con lo que se comprueba la ubicación del eje neutro a lo largo de la viga.

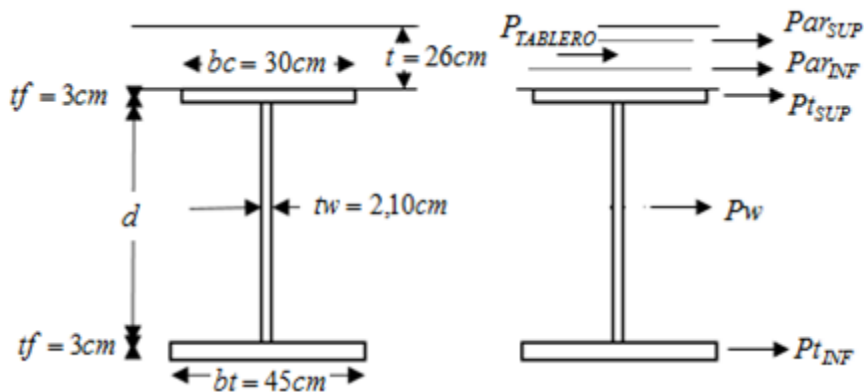


Fig. 5.81 Carga resistente de cada elemento de la sección transversal compuesta para secciones complementarias

- **Análisis en secciones complementarias**

Análisis de secciones: 1 y 13. Abscisas: (4000mm y 41000mm)

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.276)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30 = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_W = f_y \times t_w \times d \quad (5.277)$$

$$P_W = 350 \times 21 \times 1302,20 = 9,57 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$P_{t_{SUP}} = f_y \times b t \times t_{f_{SUP}} \quad (5.278)$$

$$P_{t_{SUP}} = 350 \times 300 \times 30 = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'_c \times b_e \times t \quad (5.279)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260 = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = f_y \times \left(\pi \times d^2 / 4 \right) \quad (5.280)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times \left(\pi \times 16^2 / 4 \right) = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (sección 1 y 13) Abscisas: (4000mm y 41000mm)

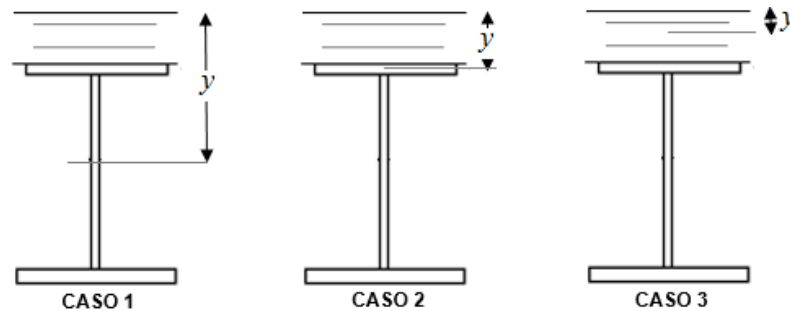


Fig. 5.82 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$P_{t_{INF}} + P_W \geq P_{t_{SUP}} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.281)$$

$$4,73 \times 10^6 + 9,57 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$14,30 \times 10^6 \text{ N} \geq 21,24 \times 10^6 \text{ N}$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$P_{t_{INF}} + P_W + P_{t_{SUP}} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.282)$$

$$4,73 \times 10^6 + 9,57 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$17,45 \times 10^6 N \geq 18,09 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} (d_{SUP}/t) \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.283)$$

$$4,73 \times 10^6 + 9,57 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 (20,70/26) \geq 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$35,40 \times 10^6 N \geq 0,14 \times 10^6 N$$

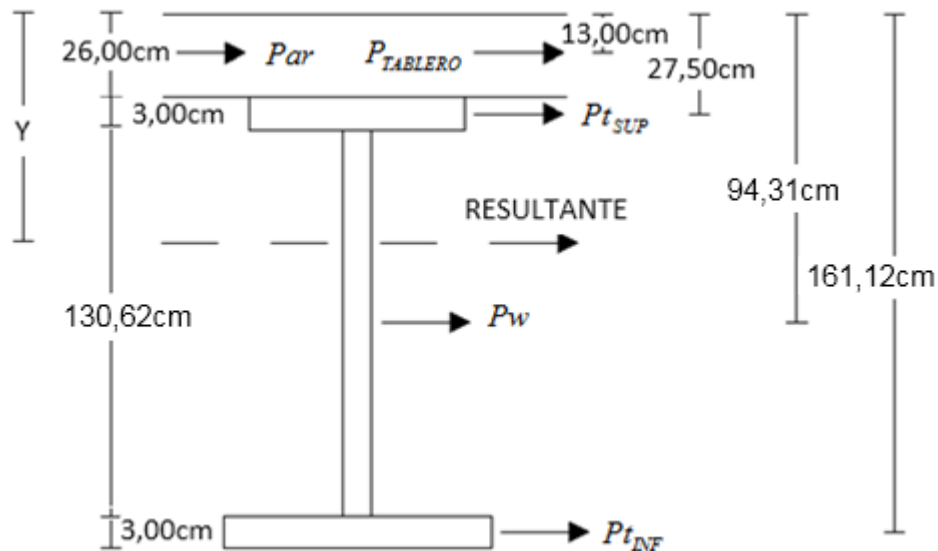


Fig. 5.83 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 1 y 13) Abscisas: (4000mm y 41000mm)

$$R = \Sigma Fi \quad (5.284)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 9,57 + 4,73$$

$$R = 35,54 \times 10^6 N$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.285)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (94,31 \times P_w) + (161,12 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (94,31 \times 9,57) + (161,12 \times 4,73) = 35,54 \times Y$$

$$Y = 55,89 \text{ cm}$$

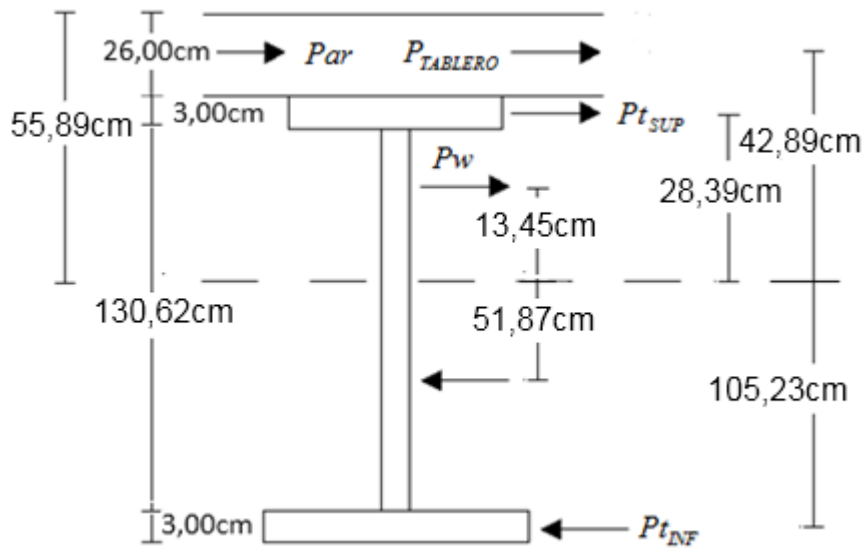


Fig. 5.84 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 1 y 13) Abscisas: (4000mm y 41000mm)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$\begin{aligned}
 Mn_{RESISTENTE} &= (42,89 \times 2 \times Par) + (42,89 \times P_{TABLERO}) + (28,39 \times Pt_{SUP}) + (13,45 \times Pw) \\
 &+ (51,87 \times Pw) + (105,23 \times Pt_{INF})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{RESISTENTE} &= (42,89 \times 2 \times 0,07) + (42,89 \times 17,95) + (28,39 \times 3,15) + (13,45 \times 1,97) \\
 &+ (51,87 \times 7,60) + (105,23 \times 4,73)
 \end{aligned}
 \quad (5.286)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 17,84 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.287)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 17,84 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 15,16 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.288)$$

$$6,65 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 15,16 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de secciones: 2 y 12. Abscisas: (8000mm y 37000mm)

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.289)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30 = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_W = fy \times tw \times d \quad (5.290)$$

$$P_W = 350 \times 21 \times 1604,40 = 11,79 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad (5.291)$$

$$Pt_{SUP} = 350 \times 300 \times 30 = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'c \times be \times t \quad (5.292)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260 = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = fy \times (\pi \times d^2 / 4) \quad (5.293)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times (\pi \times 16^2 / 4) = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (sección 2 y 12) Abscisas: (8000mm y 37000mm)

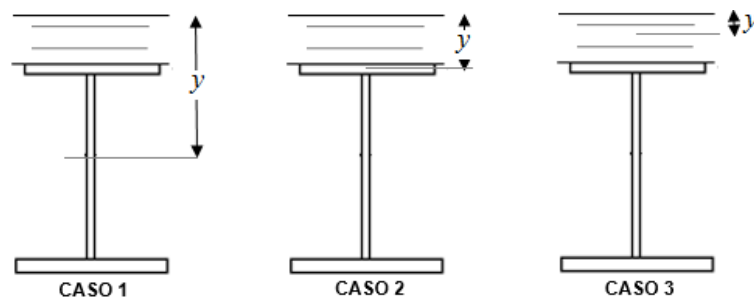


Fig. 5.85 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_w \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.294)$$

$$4,73 \times 10^6 + 11,79 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$16,52 \times 10^6 N \geq 21,24 \times 10^6 N$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.295)$$

$$4,73 \times 10^6 + 11,79 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$19,67 \times 10^6 N \geq 18,09 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} (d_{SUP}/t) \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.296)$$

$$4,73 \times 10^6 + 11,79 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 (20,70/26) \geq 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$37,62 \times 10^6 N \geq 0,14 \times 10^6 N$$

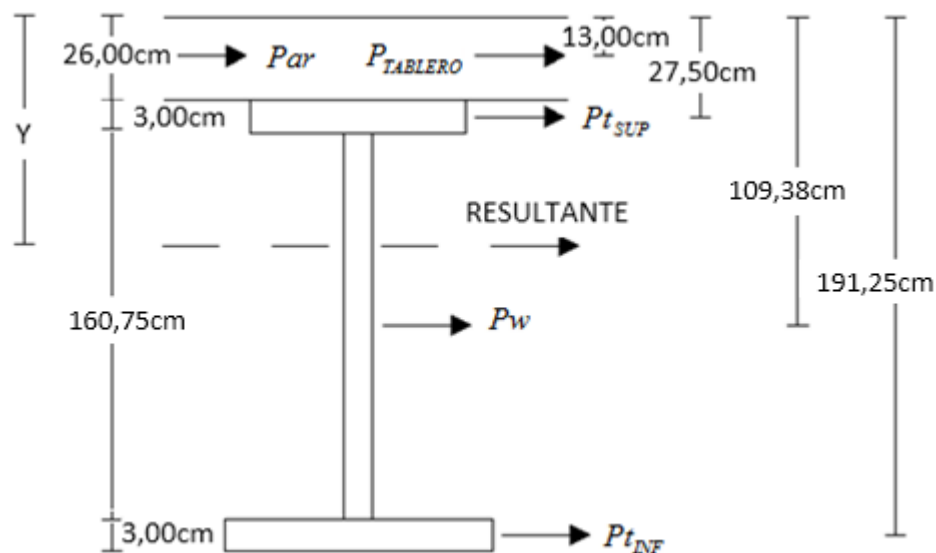


Fig. 5.86 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 2 y 12) Abscisas:
(8000mm y 37000mm)

$$R = \Sigma Fi \quad (5.297)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 11,79 + 4,73$$

$$R = 37,76 \times 10^6 N$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.298)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (109,38 \times Pw) + (191,25 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (109,38 \times 11,79) + (191,25 \times 4,73) = 37,76 \times Y$$

$$Y = 66.63 \text{ cm}$$

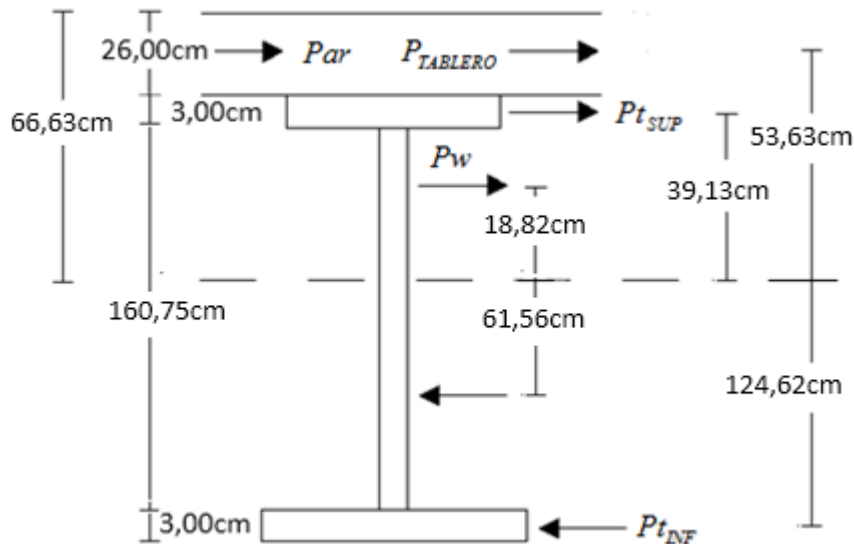


Fig. 5.87 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 2 y 12) Abscisas: (8000mm y 37000mm)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$Mn_{RESISTENTE} = (53,63 \times 2 \times Par) + (53,63 \times P_{TABLERO}) + (39,13 \times Pt_{SUP}) + (18,82 \times Pw) + (61,56 \times Pw) + (124,62 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (53,63 \times 2 \times 0,07) + (53,63 \times 17,95) + (39,13 \times 3,15) + (18,82 \times 2,76) + (61,56 \times 9,03) + (124,62 \times 4,73) \quad (5.299)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 23,45 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.300)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 23,45 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 19,93 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.301)$$

$$12,17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 19,93 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de secciones: 3 y 11. Abscisas: (12000mm y 33000mm)

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.302)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30 = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_W = fy \times tw \times d \quad (5.303)$$

$$P_W = 350 \times 21 \times 1906,70 = 14,01 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad (5.304)$$

$$Pt_{SUP} = 350 \times 300 \times 30 = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'c \times be \times t \quad (5.305)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260 = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = fy \times (\pi \times d^2 / 4) \quad (5.306)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times (\pi \times 16^2 / 4) = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (sección 3 y 11). Abscisas: (12000mm y 33000mm)

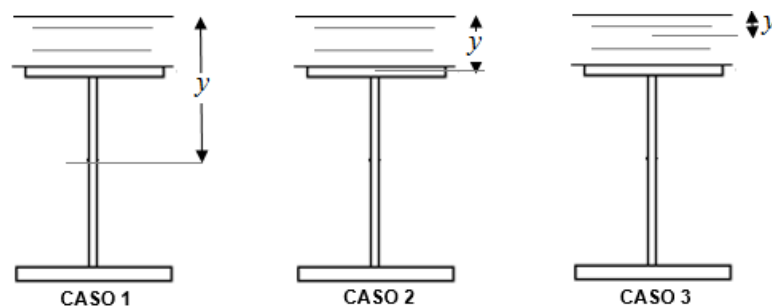


Fig. 5.88 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_W \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.307)$$

$$4,73 \times 10^6 + 14,01 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$18,74 \times 10^6 N \geq 21,24 \times 10^6 N$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.308)$$

$$4,73 \times 10^6 + 14,01 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$21,89 \times 10^6 N \geq 18,09 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} (d_{SUP}/t) \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.309)$$

$$4,73 \times 10^6 + 14,01 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 (20,70/26) \geq 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$39,84 \times 10^6 N \geq 0,14 \times 10^6 N$$

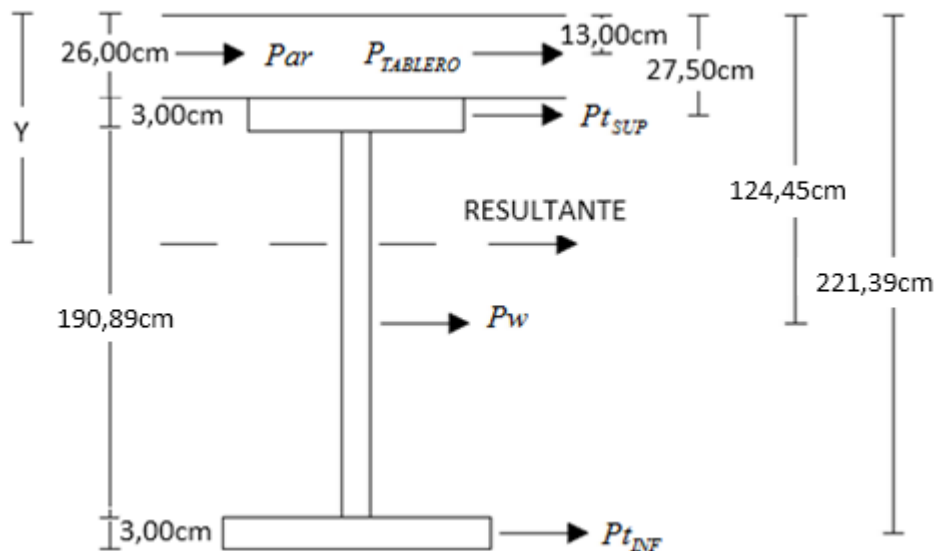


Fig. 5.89 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 3 y 11)

Abscisas: (12000mm y 33000mm)

$$R = \Sigma Fi \quad (5.310)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 14,01 + 4,73$$

$$R = 39,98 \times 10^6 N$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.311)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (124,45 \times Pw) + (221,39 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (124,45 \times 14,01) + (221,39 \times 4,73) = 39,98 \times Y$$

$$Y = 77,85 \text{ cm}$$

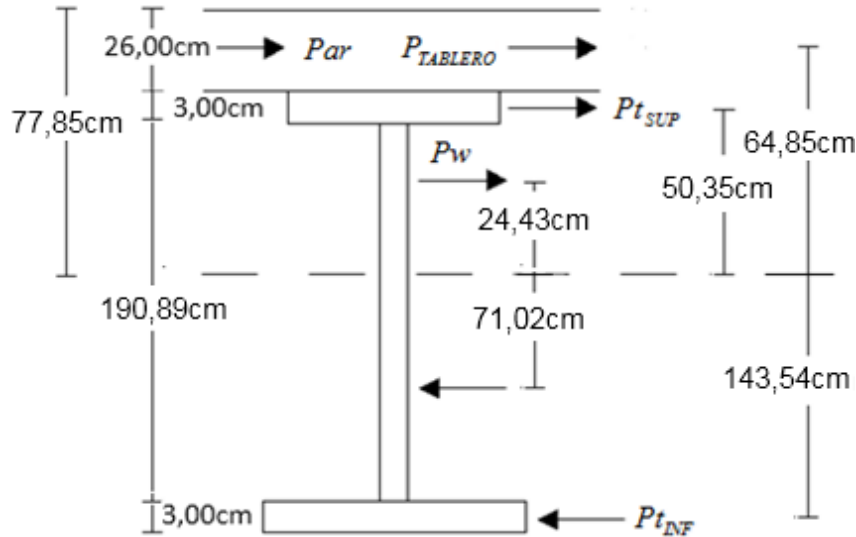


Fig. 5.90 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 2 y 12) Abscisas: (8000mm y 37000mm)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$Mn_{RESISTENTE} = (64,85 \times 2 \times Par) + (64,85 \times P_{TABLERO}) + (50,35 \times Pt_{SUP}) + (24,43 \times Pw) + (71,02 \times Pw) + (143,54 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (64,85 \times 2 \times 0,07) + (64,85 \times 17,95) + (50,35 \times 3,15) + (24,43 \times 3,59) + (71,02 \times 10,42) + (143,54 \times 4,73) \quad (5.312)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 28,38 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.313)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 28,38 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 24,13 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.314)$$

$$16,35 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 24,13 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de secciones: 4 y 10. Abscisas: (16000mm y 29000mm)

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.315)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30 = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_W = fy \times tw \times d \quad (5.316)$$

$$P_W = 350 \times 21 \times 2208,40 = 16,23 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad (5.317)$$

$$Pt_{SUP} = 350 \times 300 \times 30 = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'c \times be \times t \quad (5.318)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260 = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = fy \times (\pi \times d^2 / 4) \quad (5.319)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times (\pi \times 16^2 / 4) = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (sección 4 y 10). Abscisas: (16000mm y 29000mm)

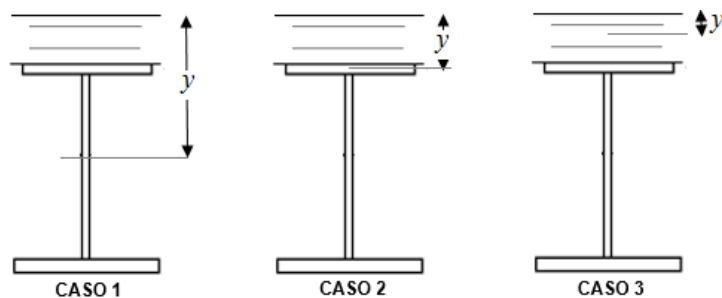


Fig. 5.91 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_w \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.320)$$

$$4,73 \times 10^6 + 16,23 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$20,96 \times 10^6 N \geq 21,24 \times 10^6 N$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.321)$$

$$4,73 \times 10^6 + 16,23 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$24,11 \times 10^6 N \geq 18,09 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} (d_{SUP}/t) \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.322)$$

$$4,73 \times 10^6 + 16,23 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 (20,70/26) \geq 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$42,06 \times 10^6 N \geq 0,14 \times 10^6 N$$

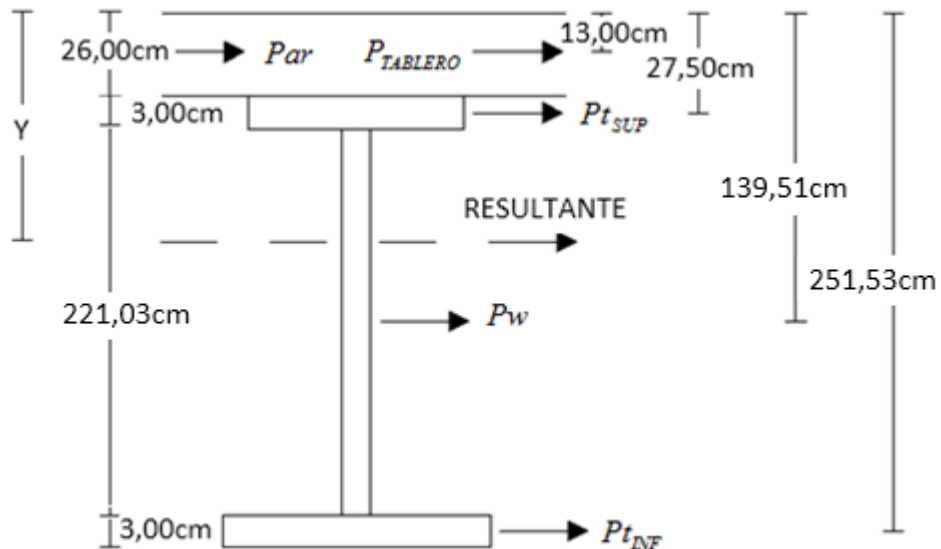


Fig. 5.92 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 4 y 10) Abscisas:
(16000mm y 29000mm)

$$R = \Sigma Fi \quad (5.323)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 16,23 + 4,73$$

$$R = 42,20 \times 10^6 N$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.324)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (139,51 \times Pw) + (251,53 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (139,51 \times 16,23) + (251,53 \times 4,73) = 42,20 \times Y$$

$$Y = 89,47 \text{ cm}$$

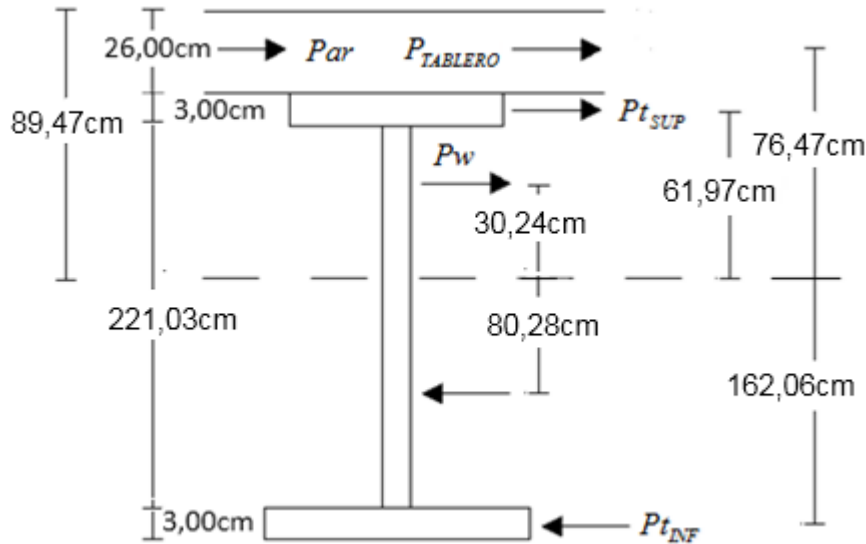


Fig. 5.93 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 4 y 10) Abscisas: (16000mm y 29000mm)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$Mn_{RESISTENTE} = (76,47 \times 2 \times Par) + (76,47 \times P_{TABLERO}) + (61,97 \times Pt_{SUP}) + (30,24 \times Pw) + (80,28 \times Pw) + (162,06 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (76,47 \times 2 \times 0,07) + (76,47 \times 17,95) + (61,97 \times 3,15) + (30,24 \times 4,44) + (80,28 \times 11,79) + (162,06 \times 4,73) \quad (5.325)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 34,26 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.326)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 34,26 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 29,12 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.327)$$

$$19,17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 29,12 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de secciones: 5 y 9. Abscisas: (20000mm y 25000mm)

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.328)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30 = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_W = fy \times tw \times d \quad (5.329)$$

$$P_W = 350 \times 21 \times 2511,10 = 18,46 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad (5.330)$$

$$Pt_{SUP} = 350 \times 300 \times 30 = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'c \times be \times t \quad (5.331)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260 = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = fy \times (\pi \times d^2 / 4) \quad (5.332)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times (\pi \times 16^2 / 4) = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (sección 5 y 9). Abscisas: (20000mm y 25000mm)

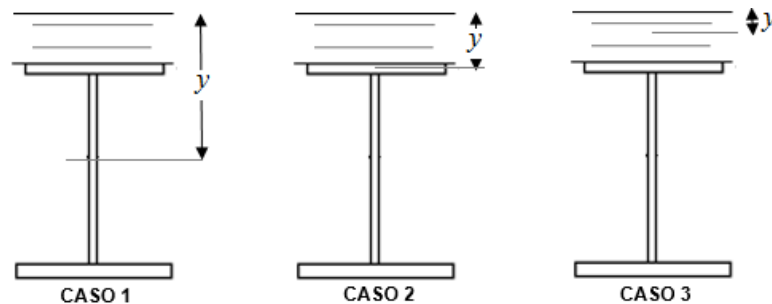


Fig. 5.94 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_w \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.333)$$

$$4,73 \times 10^6 + 18,46 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$23,19 \times 10^6 N \geq 21,24 \times 10^6 N$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.334)$$

$$4,73 \times 10^6 + 18,46 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$26,34 \times 10^6 N \geq 18,09 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.335)$$

$$4,73 \times 10^6 + 18,46 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 \geq 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$44,29 \times 10^6 N \geq 0,14 \times 10^6 N$$

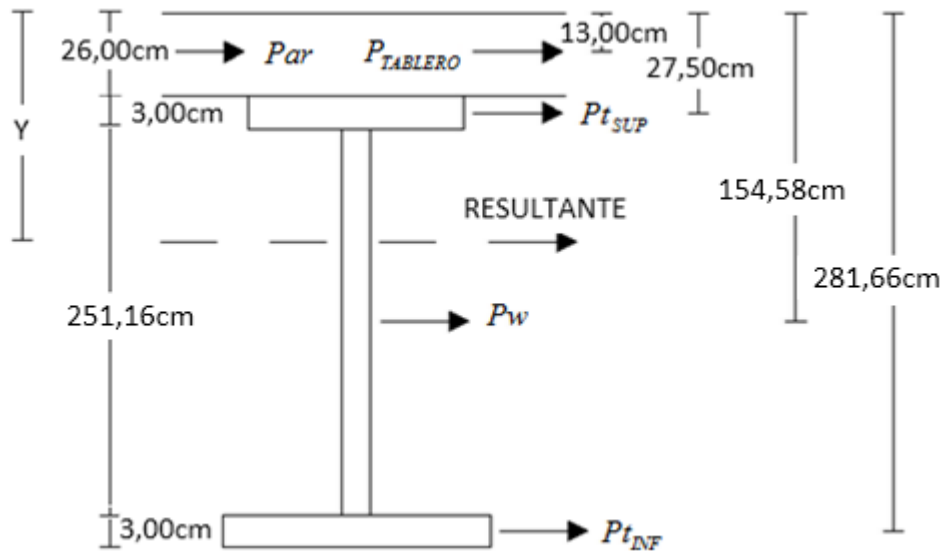


Fig. 5.95 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 5 y 9) Abscisas:
(20000mm y 25000mm)

$$R = \sum Fi \quad (5.336)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 18,46 + 4,73$$

$$R = 44,43 \times 10^6 N$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.337)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (154,58 \times Pw) + (281,66 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (154,58 \times 18,46) + (281,66 \times 4,73) = 44,43 \times Y$$

$$Y = 101,45 \text{ cm}$$

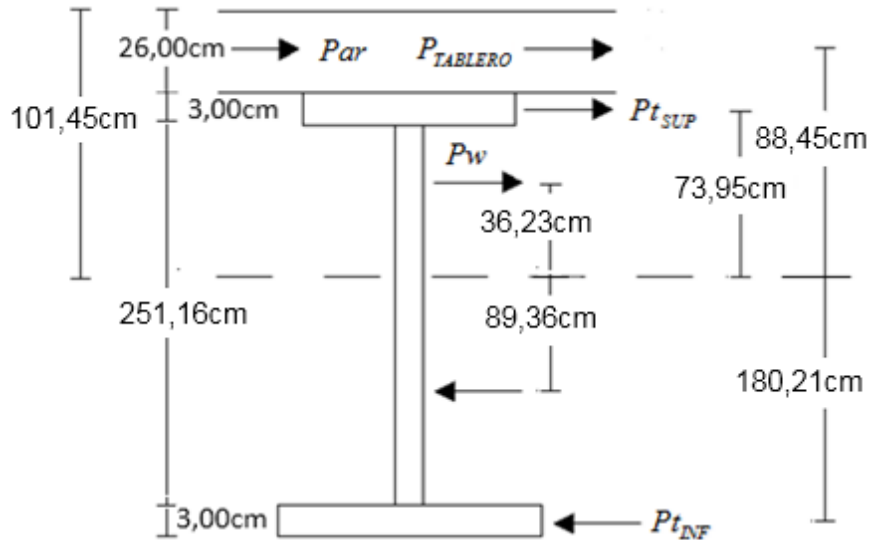


Fig. 5.96 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 4 y 10) Abscisas: (16000mm y 29000mm)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$Mn_{RESISTENTE} = (88,45 \times 2 \times Par) + (88,45 \times P_{TABLERO}) + (73,95 \times Pt_{SUP}) + (36,23 \times Pw) + (89,36 \times Pw) + (180,21 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (88,45 \times 2 \times 0,07) + (88,45 \times 17,95) + (73,15 \times 3,15) + (36,23 \times 5,33) + (89,36 \times 13,13) + (180,21 \times 4,73) \quad (5.338)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 40,49 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.339)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 40,49 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 34,42 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.340)$$

$$20,63 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 34,42 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de secciones: 6 y 8. Abscisas: (21785mm y 23215mm)

Cargas por cada elemento constituyente de la sección transversal compuesta:

a) Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad (5.341)$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 450 \times 30 = 4,73 \times 10^6 \text{ N}$$

b) Carga resistente por el alma

$$P_W = fy \times tw \times d \quad (5.342)$$

$$P_W = 350 \times 21 \times 2646,00 = 19,45 \times 10^6 \text{ N}$$

c) Carga resistente por el patín en compresión

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad (5.343)$$

$$Pt_{SUP} = 350 \times 300 \times 30 = 3,15 \times 10^6 \text{ N}$$

d) Carga resistente por el tablero

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times f'c \times be \times t \quad (5.344)$$

$$P_{TABLERO} = 0,85 \times 28 \times 2900 \times 260 = 17,95 \times 10^6 \text{ N}$$

e) Carga resistente por la armadura en el tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = fy \times (\pi \times d^2 / 4) \quad (5.345)$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 350 \times (\pi \times 16^2 / 4) = 0,07 \times 10^6 \text{ N}$$

Ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (sección 6 y 8). Abscisas: (21785mm y 23215mm)

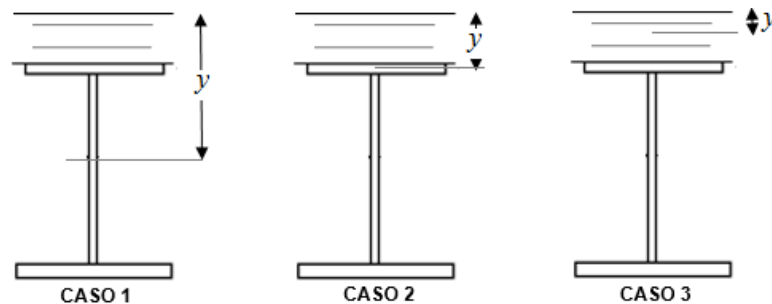


Fig. 5.97 Ubicación del eje neutro plástico. Casos

Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt_{INF} + P_w \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.346)$$

$$4,73 \times 10^6 + 19,45 \times 10^6 \geq 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$24,18 \times 10^6 N \geq 21,24 \times 10^6 N$$

Caso 2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.347)$$

$$4,73 \times 10^6 + 19,45 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 \geq 17,95 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$27,33 \times 10^6 N \geq 18,09 \times 10^6 N$$

Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt_{INF} + P_w + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad (5.348)$$

$$4,73 \times 10^6 + 19,45 \times 10^6 + 3,15 \times 10^6 + 17,95 \times 10^6 \geq 0,07 \times 10^6 + 0,07 \times 10^6$$

$$45,28 \times 10^6 N \geq 0,14 \times 10^6 N$$

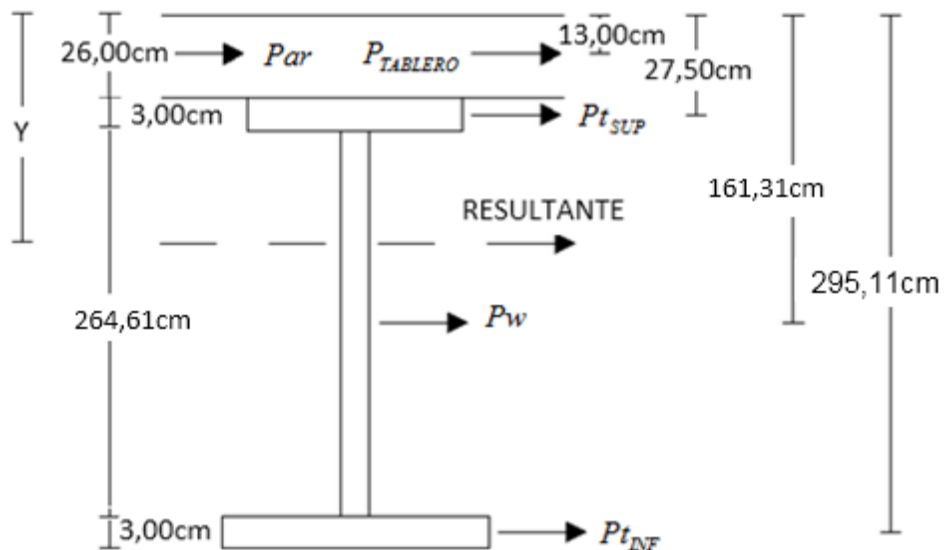


Fig. 5.98 Ubicación del eje neutro plástico en (sección 5 y 9)

Abscisas: (21785mm y 23215mm)

$$R = \sum Fi \quad (5.349)$$

$$R = (2 \times 0,07) + 17,95 + 3,15 + 19,45 + 4,73$$

$$R = 45,42 \times 10^6 N$$

$$\Sigma M = 0,00 \quad (5.350)$$

$$(13,00 \times 2 \times Par) + (13,00 \times P_{TABLERO}) + (27,50 \times Pt_{SUP}) + (161,31 \times Pw) + (292,11 \times Pt_{INF}) = R \times Y$$

$$(13,00 \times 2 \times 0,07) + (13,00 \times 17,95) + (27,50 \times 3,15) + (161,31 \times 19,45) + (295,11 \times 4,73) = 45,42 \times Y$$

$$Y = 106,89 \text{ cm}$$

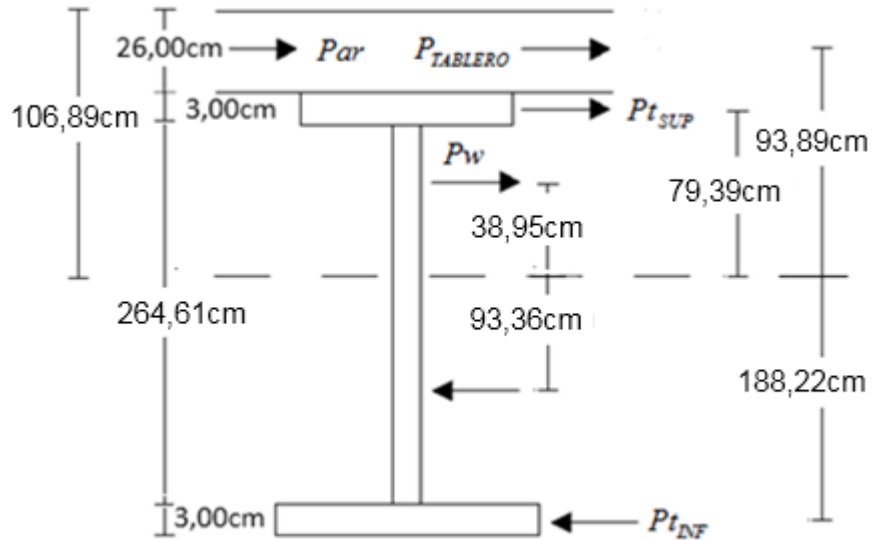


Fig. 5.99 Diagrama para el cálculo del momento resistente en (sección 4 y 10) Abscisas: (21785mm y 23215mm)

Capacidad de momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$Mn_{RESISTENTE} = (93,89 \times 2 \times Par) + (93,89 \times P_{TABLERO}) + (79,39 \times Pt_{SUP}) + (38,95 \times Pw) + (93,36 \times Pw) + (188,22 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (93,89 \times 2 \times 0,07) + (93,89 \times 17,95) + (79,39 \times 3,15) + (38,95 \times 5,73) + (93,36 \times 13,72) + (188,22 \times 4,73) \quad (5.351)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 43,43 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad (5.352)$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0,85 \times 43,43 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 36,91 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo último solicitante debe ser menor o igual al momento último resistente:

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (5.353)$$

$$20,84 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm} \leq 36,91 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Cuadro 5.28 Comprobación de momento último actuante y el momento resistente en cada sección complementaria

SECCIONES	ABSCISA (mm)	Momento último actuante	Momento resistente
		10^6 (kN*mm)	10^6 (kN*mm)
1	4000	6,65	15,16
13	41000		
2	8000	12,17	19,93
12	37000		
3	12000	16,35	24,13
11	33000		
4	16000	19,17	29,12
10	29000		
5	20000	20,63	34,42
9	25000		
6	21785	20,84	36,91
8	23215		

ELEMENTOS SECUNDARIOS [36]

RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO

Para el diseño de los rigidizadores se utiliza acero A-36

- Ubicación del rigidizador de apoyo**

Los rigidizadores de apoyo se ubican desde los extremos al centro de luz a una distancia de:

$$d/2 = 1200/2 = 600cm \quad (5.354)$$

- Ancho del rigidizador de apoyo (br)**

$$br = \frac{bc - tw}{2} \quad (5.355)$$

$$br = \frac{300 - 21}{2}$$

$$br = 140,00mm$$

- **Espesor del rigidizador de apoyo (tr)**

$$tr \geq \frac{br \times fy^{0,50}}{578} \quad (5.356)$$

$$tr \geq \frac{139,50 \times 3500^{0,50}}{578}$$

$$tr \geq 14,90mm$$

$$\therefore tr_{ADOPTADO} = 17,00mm$$

- **Peralte del rigidizador de apoyo**

$$d = 1050,00mm$$

RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

Para el diseño de los rigidizadores se utiliza acero A-36

Como la sección es variable, en primera instancia se calcula el espaciamiento entre rigidizadores y dependiendo del abscisado de estos se evalúa la sección del rigidizador en función del peralte de viga.

- **Espaciamiento entre rigidizadores intermedios**

Para los espaciamientos en tramos entre rigidizadores intermedios se obtiene de la resta de la longitud principal menos los tramos externos y esta diferencia dividirla para un número de tramos que de preferencia sea un número par con la finalidad de que un rigidizador se ubique en el centro de la luz, ayudando así a la configuración simétrica del arriostramiento.

**Cuadro 5.29 Análisis de número de tramos con su respectivo
espaciamiento entre rigidizadores intermedios**

Tramo principal (mm)	Tramo externo (mm)	Tramo interno (mm)	Número de tramos	s (mm)
45000.00	600.00	43800.00	4	10950.00
			6	7300.00
			8	5475.00
			10	4380.00
			12	3650.00
			14	3128.57
			16	2737.50
			18	2433.33

El espaciamiento adoptado entre rigidizadores intermedios debe ser menor a los siguientes valores:

$$a) \quad s \leq d \times \left(\frac{260}{d/tw} \right)^2 \quad (5.357)$$

$$b) \quad s \leq 3 \times d \quad (5.358)$$

Si se adopta $s = 3650.00\text{mm}$, se tiene:

Cuadro 5.30 Análisis de espaciamiento entre rigidizadores intermedios

Sección	Abscisa (mm)	Rigidizador transversal	d (mm)	s (a) (mm)	s (b) (mm)
A	600	de apoyo	1050,00	28392,00	3150,00
B	4250	intermedio	1325,00	22499,32	3975,00
C	7900	intermedio	1600,00	18632,25	4800,00
D	11550	intermedio	1875,00	15899,52	5625,00
E	15200	intermedio	2150,00	13865,86	6450,00
F	18850	intermedio	2425,00	12293,44	7275,00
G	22500	intermedio	2700,00	11041,33	8100,00
H	26150	intermedio	2425,00	12293,44	7275,00
I	29800	intermedio	2150,00	13865,86	6450,00
J	33450	intermedio	1875,00	15899,52	5625,00
K	37100	intermedio	1600,00	18632,25	4800,00
L	40750	intermedio	1325,00	22499,32	3975,00
M	44400	de apoyo	1050,00	28392,00	3150,00

Como:

$$s_{ADOPTADO} \leq s(b)$$

$$3650,00mm \leq 5775,00mm$$

$$\therefore s = 3650,00mm$$

- **Ancho del rigidizador intermedio (br)**

El ancho del rigidizador corresponde al mayor valor de:

a) $br = 0,25 \times bt$ (5.359)

$$br = 0,25 \times 450$$

$$br = 112,50mm$$

b) $br \geq 50 + h/30$ (5.360)

- **Peralte del rigidizador intermedio (d_{RI}) [63]**

$$d_{RI} = d - 50mm$$
 (5.361)

Cuadro.5.31 Ancho del rigidizador transversal intermedio (br)

Sección	Abscisa (mm)	d (mm)	dRI (mm)	br (mm)
B	4250	1325,00	1275,00	94,50
C	7900	1600,00	1550,00	103,67
D	11550	1875,00	1825,00	112,83
E	15200	2150,00	2100,00	122,00
F	18850	2425,00	2375,00	131,17
G	22500	2700,00	2650,00	140,33
H	26150	2425,00	2375,00	131,17
I	29800	2150,00	2100,00	122,00
J	33450	1875,00	1825,00	112,83
K	37100	1600,00	1550,00	103,67
L	40750	1325,00	1275,00	94,50

Sin embargo se requiere un valor manejable para que en la práctica facilite el proceso constructivo, por lo que se adopta:

$$br_{ADOPTADO} = 140,00mm$$

- **Espesor del rigidizador (tr)**

$$tr \geq br_{ADOPTADO} / 16 \quad (5.362)$$

$$tr \geq 140,00 / 16$$

$$tr = 10,00mm$$

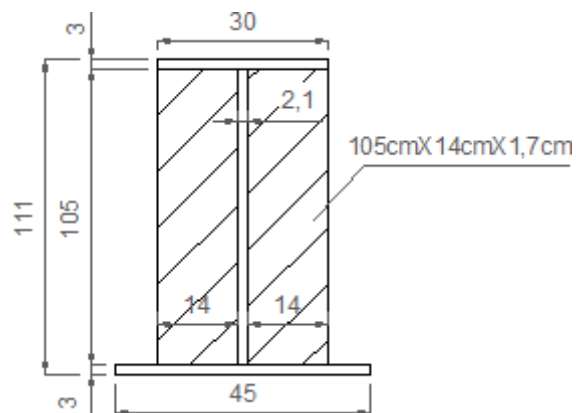
$$16 \times tr \geq br_{ADOPTADO} \geq 0,25 \times bc \quad (5.363)$$

$$16 \times 10,00 \geq 140,00 \geq 0,25 \times 300$$

$$160,00 \geq 140,00 \geq 75,00$$

**Cuadro.5.32 Dimensionamiento de rigidizadores transversales
(intermedio y de apoyo)**

Sección	Abscisa (mm)	Rigidizador transversal	una unidad a cada lado del alma		
			d (mm)	br (mm)	tr (mm)
A	600	de apoyo	1050,00	140,00	17,00
B	4250	intermedio	1275,00		12,00
C	7900	intermedio	1550,00		10,00
D	11550	intermedio	1825,00		10,00
E	15200	intermedio	2100,00		10,00
F	18850	intermedio	2375,00		10,00
G	22500	intermedio	2650,00		10,00
H	26150	intermedio	2375,00		10,00
I	29800	intermedio	2100,00		10,00
J	33450	intermedio	1825,00		10,00
K	37100	intermedio	1550,00		10,00
L	40750	intermedio	1275,00		12,00
M	44400	de apoyo	1050,00		17,00



**Fig. 5.100 Rigidizadores transversales de apoyo (Sección A y M) Abscisas
600mm y 44400mm**

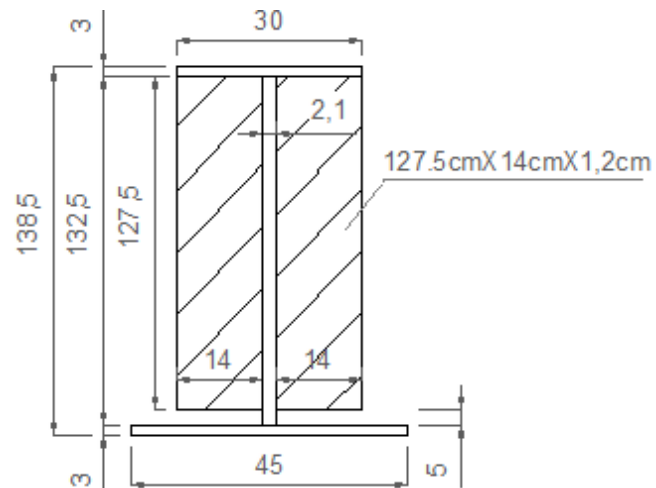


Fig. 5.101 Rigidizadores transversales intermedios (Sección B y L)
Abscisas 4250mm y 40750mm

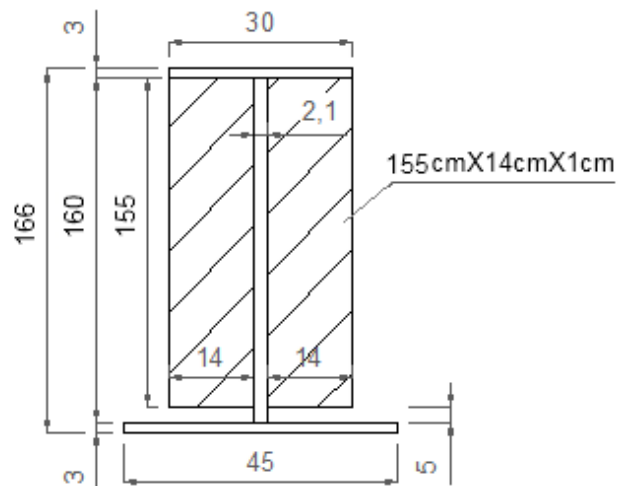


Fig. 5.102 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección C y K)
Abscisas 7900mm y 37100mm

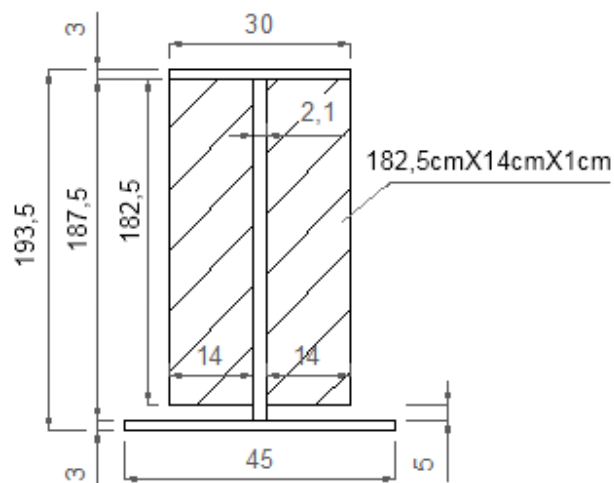


Fig. 5.103 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección D y J)
Abscisas 11550mm y 33450mm

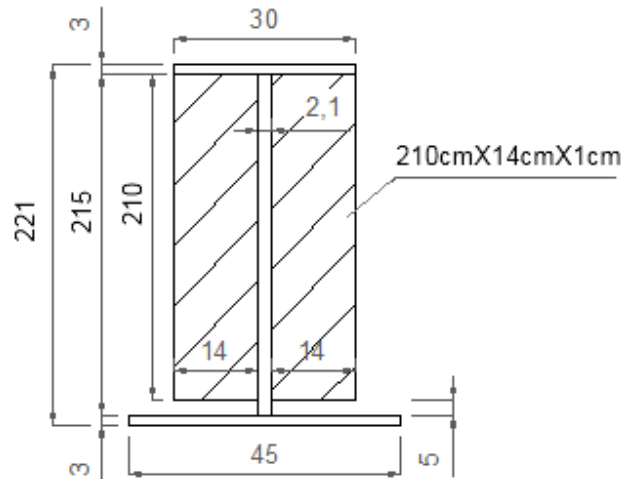


Fig. 5.104 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección E y I)
Abscisas 15200mm y 29800mm

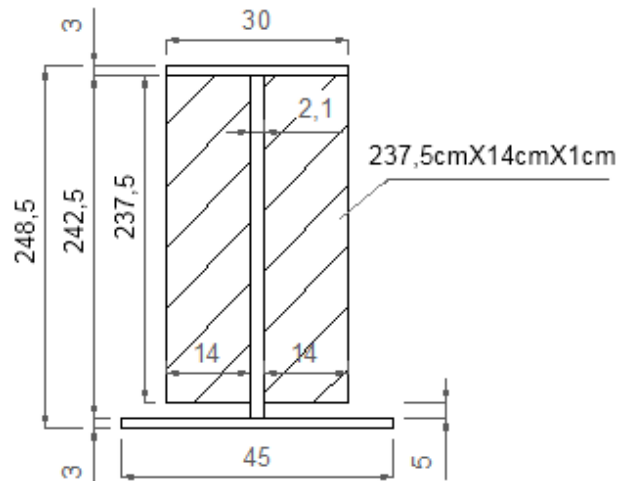


Fig. 5.105 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección F y H)
Abscisas 18850mm y 26150mm

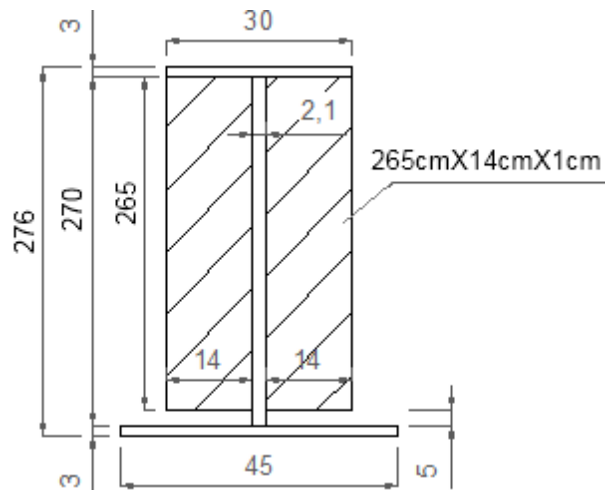


Fig. 5.106 Rigidizadores transversales de intermedios (Sección G)
Abscisa 22500mm

- **Propiedades de los rigidizadores transversales**

Inercia

El factor de inercia con respecto al centroide tanto para el rigidizador transversal de apoyo como para el rigidizador transversal intermedio es:

Para cada unidad:

$$I_{RT} \geq \frac{tr \times d^3}{12} \quad (5.364)$$

Para el par (uno a cada lado del alma):

$$I_{RT} \geq 2 \times \left(\frac{tr \times d^3}{12} \right) \quad (5.365)$$

Área de columna

Para cada unidad:

$$A_{COL} = d \times tr \quad (5.366)$$

Para el par (uno a cada lado del alma):

$$A_{COL} = 2 \times d \times tr \quad (5.367)$$

Cortante máximo resistente:

$$V_n = 0,58 \times f_{yw} \times A_w \times C \quad (5.368)$$

- f_{yw} = esfuerzo a la ruptura del acero A-36 (N/mm^2)
- A_w = sección transversal del par de rigidizadores (mm^2)
- C = radio de giro

$$C = \frac{1,12}{d/tw} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{f_{yw}}} \quad (5.369)$$

$$C = \frac{1,12}{2700/21} \times \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{410}}$$

$$C = 0,43$$

El esfuerzo máximo solicitante debe de ser menor o igual al esfuerzo cortante resistente.

$$f_u_{RESISTENTE} = \phi \times (V_n / A_w) \quad (5.370)$$

$$f_u_{SOLICITANTE} = V_n / A_w \quad (5.371)$$

$$f_u_{SOLICITANTE} \leq f_u_{RESISTENTE} \quad (5.372)$$

Donde:

- ϕ = factor de resistencia al corte ($\phi = 0,90$)
- V_n = resistencia nominal al corte (N)

Cuadro 5.33 Cortantes últimos actuantes en las abscisas correspondientes a los rigidizadores transversales

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		D2		CARGA VIVA		Vu (N)
		TABLERO	VIGA	PARAPETO	CAPA DE RODADURA	CAMIÓN DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
		Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	Vx (kN)	(kN)
A	600.00	381.94	136.22	104.46	92.42	144.00	203.67	1559.38
B	4250.00	318.28	113.52	87.05	77.02	145.00	169.73	1343.23
C	7900.00	254.62	90.81	69.64	61.61	145.00	135.78	1125.33
D	11550.00	190.97	68.11	52.23	46.21	145.00	101.84	907.44
E	15200.00	127.31	45.41	34.82	30.81	145.00	67.89	689.54
F	18850.00	63.66	22.70	17.41	15.40	145.00	33.95	471.65
G	22500.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-145.00	0.00	-253.75
H	26150.00	-63.66	-22.70	-17.41	-15.40	-145.00	-33.95	-471.65
I	29800.00	-127.31	-45.41	-34.82	-30.81	-145.00	-67.89	-689.54
J	33450.00	-190.97	-68.11	-52.23	-46.21	-145.00	-101.84	-907.44
K	37100.00	-254.62	-90.81	-69.64	-61.61	-145.00	-135.78	-1125.33
L	40750.00	-318.28	-113.52	-87.05	-77.02	-145.00	-169.73	-1343.23
M	44400.00	-381.94	-136.22	-104.46	-92.42	-145.00	-203.67	-1559.38

**Cuadro. 5.34 Esfuerzos resistentes y actuantes a corte en los
rigidizadores transversales**

Sección	Abscisa (mm)	Rigidizador transversal	Unidad	Par	Unidad	Par	Cortante último actuante (Vu)	Esfuerzo Admisible	Esfuerzo Actuante
			Inercia		Área de columna				
			<div><div>10⁶</div><div>(cm4)</div></div>	<div><div>10⁶</div><div>(cm4)</div></div>	(cm2)	(cm2)			
A	600	de apoyo	0,16	0,33	178,50	357,00	1559,38	46,01	43,68
B	4250	intermedio	0,21	0,41	153,00	306,00	1343,23	46,01	43,90
C	7900	intermedio	0,31	0,62	155,00	310,00	1125,33	46,01	36,30
D	11550	intermedio	0,51	1,01	182,50	365,00	907,44	46,01	24,86
E	15200	intermedio	0,77	1,54	210,00	420,00	689,54	46,01	16,42
F	18850	intermedio	1,12	2,23	237,50	475,00	471,65	46,01	9,93
G	22500	intermedio	1,55	3,10	265,00	530,00	-253,75	46,01	4,79
H	26150	intermedio	1,12	2,23	237,50	475,00	-471,65	46,01	9,93
I	29800	intermedio	0,77	1,54	210,00	420,00	-689,54	46,01	16,42
J	33450	intermedio	0,51	1,01	182,50	365,00	-907,44	46,01	24,86
K	37100	intermedio	0,31	0,62	155,00	310,00	-1125,33	46,01	36,30
L	40750	intermedio	0,21	0,41	153,00	306,00	-1343,23	46,01	43,90
M	44400	de apoyo	0,16	0,33	178,50	357,00	-1559,38	46,01	43,68

RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

No se requiere rigidizador longitudinal si las siguientes dos desigualdades se cumplen:

$$a) \quad tw \geq d_{CL} \times \frac{(0,60 \times fy)^{0,50}}{6085} \quad (5.373)$$

$$2,10 \geq 270 \times \frac{(0,60 \times 350)^{0,50}}{6085}$$

$$2,10cm \geq 0,64cm$$

$$b) \quad tw \geq \frac{d_{CL}}{170} \quad (5.374)$$

$$2,10 \geq \frac{270}{170}$$

$$2,10cm \geq 1,59cm$$

∴ No se necesita de la colocación de rigidizadores longitudinales

CONECTORES DE CORTE [10]

- **Resistencia a la fatiga**

La resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual (Zr), se deberá tomar como (6.10.10.1.2-1):

$$Zr = a \times \phi_{PERNO}^2 \quad (5.375)$$

$$a = 238 - 29,50 \log N \quad (5.376)$$

$$N = 365 \times 75 \times n \times ADTT_{SL} \quad (5.377)$$

Donde:

- a = coeficiente, depende del número de ciclos de carga
- ϕ_{PERNO} = diámetro del conector de corte tipo perno en (mm)
- N = número de ciclos
- n = número de ciclos por pasada de un camión

- **Frecuencia (3.6.1.4.2)**

La frecuencia de la carga de fatiga se debe tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia debe aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se toma como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (5.378)$$

Donde:

- $ADTT$ = número de camiones por día en una dirección promediado sobre el periodo de diseño

- $ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño
- p = coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles.

La fracción de tráfico de camiones en un único carril dependiendo del número de carriles disponibles para camiones presenta los siguientes valores (C.3.6.1.4.2-1):

Cuadro. 5.35 Coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles(p) [10]

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Debido a que el Estado Límite de Fatiga y fractura se define en términos de ciclos de tensión acumulados, no es suficiente especificar sólo la carga.

Se debe especificar la carga junto con la frecuencia de ocurrencia de la misma. Los patrones de tráfico futuro para un puente son inciertos, se asume que la frecuencia de carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles.

Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario ADT (average daily traffic), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20000 vehículos por carril y por día. Al considerar el ADTT se debe considerar este valor limitante.

$$ADT = 20000$$

El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se puede aplicar los valores siguientes (C.3.6.1.4.2-1):

Cuadro 5.36 Fracción de camiones en el tráfico [10]

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0,20
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,10

$$ADTT = 0,20 \times ADT \quad (5.379)$$

$$ADTT = 0,20 \times 20000$$

$$ADTT = 4000$$

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

$$ADTT_{SL} = 0,85 \times 4000$$

$$ADTT_{SL} = 3400$$

El número de ciclos por pasada de un camión se muestran en el siguiente cuadro (C.6.6.1.2.5-2):

Cuadro 5.37 Ciclos por pasada de camión (n) [10]

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

$$N = 365 \times 75 \times n \times ADTT_{SL}$$

$$N = 365 \times 75 \times 1,00 \times 3400$$

$$N = 365 \times 75 \times 1,00 \times 3400$$

$$N = 9,31 \times 10^7$$

$$a = 238 - 29,50 \log N$$

$$a = 238 - 29,50 \log(9,31 \times 10^7)$$

$$a = 2,92$$

Tipo de conector: NS 750/400 (ver cuadro 4.14)

$$Zr = a \times \phi_{PERNO}^2$$

$$Zr = 2,92 \times 19,05^2$$

$$Zr = 1059,68N$$

- **Resistencia al corte**

La resistencia al corte mayorada de un único conector de corte (Qr) en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como (6.10.10.4):

$$Qr = \Phi_{SC} \times Qn \quad (5.380)$$

Donde:

- Qn = resistencia nominal al corte de un conector de corte individual.
- Φ_{SC} = factor de resistencia para conectores de corte (6.5.4.2).

La resistencia nominal a corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como (6.10.10.4.3-1):

$$Qn = 0,50 \times A_{SC} \times \sqrt{f'c \times Ec} \leq A_{SC} \times Fu \quad (5.381)$$

Donde:

- A_{sc} = área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno en (mm^2)
- f'_c = resistencia del hormigón en (MPa)
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón del tablero en (MPa)
- F_u = mínima resistencia a la tracción especificada de un conector de corte tipo perno (6.4.4). $F_u = 415MPa$

El módulo de elasticidad (E_c) para hormigones cuya densidad está comprendida entre $1440 - 2500kg/m^3$, se puede tomar como (5.4.2.4-1):

$$E_c = 0,043 \times (\gamma_c \times 10)^{1,50} \times \sqrt{f'_c} \quad (5.382)$$

Donde:

- γ_c = densidad del hormigón en (N/m^3)
- f'_c = resistencia del hormigón en (MPa)

$$E_c = 0,043 \times (240 \times 10)^{1,50} \times \sqrt{28}$$

$$E_c = 26752,50MPa$$

Tipo de conector: NS 750/400

$$A_{sc} = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times (0,75 \times 2,54 \times 10)^2}{4} = 285,02mm^2$$

$$Q_n = 0,50 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times F_u$$

$$Q_n = 0,50 \times 285,02 \times \sqrt{28 \times 26752,50} \leq 285,02 \times 415$$

$$\text{Como: } Q_n = 123341,43 > 118283,30$$

$$\therefore Q_n = 123341,43N$$

$$Qr = \Phi_{sc} \times Qn$$

$$Qr = 0,85 \times 123341,43$$

$$Qr = 104840,22N$$

- **Fuerza de corte nominal (P)**

Para los tramos simplemente apoyados y para los tramos compuestos que en su condición final no son compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal total (P), entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se debe tomar como (6.10.10.4.2-1):

$$P = P_p \quad (5.383)$$

Donde:

- P_p = fuerza de corte longitudinal total en el tablero de hormigón en el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto en (N)

$$P_p = 0,85 \times f'_c \times bs \times ts \quad (5.384)$$

Donde:

- bs = ancho efectivo del tablero de hormigón (mm)
- ts = espesor del tablero de hormigón (mm)

$$P_p = 0,85 \times 28 \times 11000 \times 260$$

$$P_p = 680,68 \times 10^5 N$$

En el Estado de Resistencia el mínimo número de conectores de corte (n), en la región considerada se deberá tomar como (6.10.10.4.1-2):

$$n = P/Qr \quad (5.385)$$

$$n = 680,68 \times 10^5 / 1,05 \times 10^5$$

$$n = 648$$

Para cada viga, el número de conectores de corte es:

$$n(c/viga) = 648/4 = 162 \quad (5.386)$$

El espaciamiento longitudinal entre conectores de cortes (sc_L) es:

$$sc_L = \frac{L - (2 \times s)}{n} \quad (5.387)$$

Donde:

- s = espaciamiento desde los extremos de la viga hacia la ubicación del primer conector de corte (mm)

$$sc_L = \frac{45000 - (2 \times 90)}{162 - 1} = 278,39mm$$

Si se adopta $sc_L = 270mm$, el número de conectores de corte es:

$$n = \frac{45000 - (2 \times 90)}{270} + 1 = 167$$

Por lo que se adopta:

$$n = 167$$

$$sc_L = 270mm$$

- **Chequeo de espaciamientos**

Separación longitudinal de los conectores de corte (6.10.10.1.2)

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga (dirección longitudinal), deberá satisfacer (6.10.10.1.2-1) y (6.10.10.1.2-2):

$$p \leq \frac{n \times Zr}{V_{sr}} \quad (5.388)$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \times Q}{I} \quad (5.389)$$

Donde:

- p = separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm)
- n = número de conectores de corte en una sección transversal
- Zr = resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N)
- V_{sr} = rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)
- V_f = rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga (N)
- Q = primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3)
- I = momento de inercia de la sección a corto plazo (mm^4)

$$V_f = Vu_{SOLICITANTE} = 1,87 \times 10^6 N$$

$$I_{CG} = 13,27 \times 10^6 cm^4 = 13,27 \times 10^{10} mm^4 \text{ (2da etapa)}$$

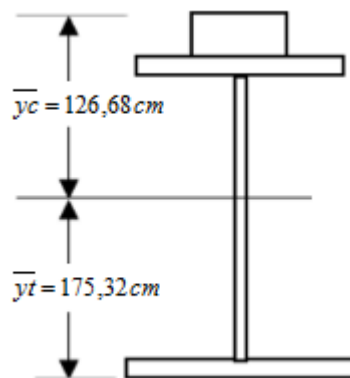


Fig. 5.107 Detalle de \bar{y}_c (2da etapa)

$$Q = \frac{Be_{INTERIOR}}{3n} \times t_{TABLERO} \times \left(\bar{y}c - \frac{t_{TABLERO}}{2} \right) \quad (5.390)$$

$$Q = 12,08 \times 26,00 \times (126,68 - 26,00/2)$$

$$Q = 35704,61 \text{ cm}^3 = 35704,61 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \times Q}{I_{CG}}$$

$$V_{sr} = \frac{1,87 \times 10^6 \times 35704,61 \times 10^3}{13,27 \times 10^{10}}$$

$$V_{sr} = 503,15 \text{ N/mm}$$

$$p \leq \frac{n \times Zr}{V_{sr}}$$

$$sc_L = p \leq \frac{167 \times 1059,47}{503,15}$$

$$sc_L = p \leq 351,65 \text{ mm}$$

Con lo que se confirma el espaciamiento entre conectores de corte:

$$sc_L = p = 270,00 \text{ mm}$$

El espaciamiento longitudinal adoptado debe cumplir:

$$\text{a) } sc_{L.MIN} = 6 \times \phi_{CONECTOR} \quad (5.391)$$

$$sc_{L.MIN} = 6 \times (3/4 \times 2,54)$$

$$sc_{L.MIN} = 11,43 \text{ cm}$$

$$sc_L \geq sc_{L.MIN}$$

$$sc_L = 270,00 \text{ mm} \geq 114,43 \text{ mm}$$

$$\text{b) } sc_{L.MAX} \leq 60 \text{ mm} \quad (5.392)$$

$$300 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

$$270 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

$$\therefore sc_L = 270,00 \text{ mm}$$

- **Recubrimientos de hormigón y penetración (6.10.10.1.4)**

Los conectores de corte deberían penetrar como mínimo 50mm en el tablero de hormigón.

$$L_{PERNO} > 50mm \quad (5.393)$$

Donde:

- L_{PERNO} = vástago o longitud del perno adoptado (ver cuadro 5.16)

$$L_{PERNO} = 101,60mm > 50mm$$

La profundidad libre del recubrimiento de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no debe ser menor que 50mm.

$$t_{LOSA} - L_{PERNO} > 50mm \quad (5.394)$$

$$260,00 - 101,60 > 50$$

$$158,40mm > 50,00mm$$

CONTRAVIENTOS HORIZONTALES (DIAFRAGMAS) [10]

Para el diseño de los contravientos horizontales (diafragmas) se utiliza acero A-36, perfiles de acero tipo C (3"x6"), de las siguientes características:

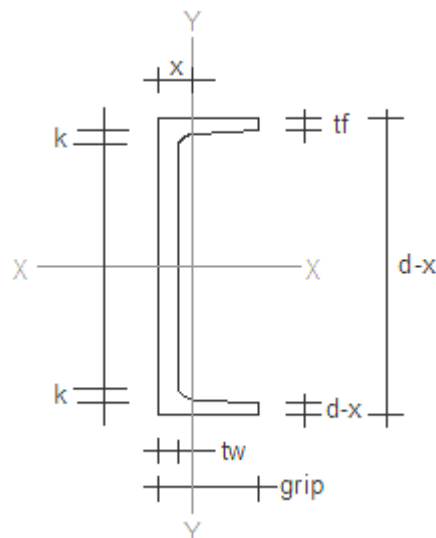


Fig. 5.108 Detalle de Perfil C

Cuadro. 5.38 Dimensionamiento del perfil C (3"x6")

Perfil C (3"x6")		
Dimensionamiento	(pulg)	(cm)
d	3,0000	7,6200
tw	0,3750	0,9525
bf	1,625	4,1275
tf	0,2500	0,6350
T	1,625	4,1275
k	0,6850	1,7463
grip	0,0000	0,0000

- **Propiedades del perfil**

Área: $A = 1,76 \text{ pulg}^2 = 11,35 \text{ cm}^2$

Inercia: $I_{X-X} = 8,90 \text{ pulg}^4 = 285,95 \text{ cm}^4$

Módulo seccional: $S_{X-X} = 1,38 \text{ pulg}^3 = 22,61 \text{ cm}^3$

Radio: $r_{X-X} = 1,08 \text{ pulg} = 2,74 \text{ cm}$

- **Relación de esbeltez**

Para elementos de arriostramiento (6.9.3), debe cumplir con:

$$\frac{k \times l_h}{r} \leq 140 \quad (5.395)$$

Donde:

- k = factor de longitud efectiva. $k = 0,750$, para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos (4.6.2.5)
- l_h = longitud no arriostrada horizontal en (mm)
- $r = r_{X-X}$ = mínimo radio de giro en (mm)

$$l_h = S - (2 \times (tw/2)) - (2 \times br') \quad (5.396)$$

Donde:

- S = distancia entre los ejes longitudinales de vigas
- tw = espesor del alma de la viga
- br' = distancia entre la cara lateral del alma al punto de unión de los arriostramientos

$$l_h = 290 - (2 \times (2,10/2)) - (2 \times 7)$$

$$l_h = 273,90 \text{ cm}$$

Esfuerzo resistente:

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_h}{r} \right)^2} \quad (5.397)$$

Donde:

- $\sigma_{RESISTENTE}$ = esfuerzo resistente del perfil de acero (N/mm^2)
- E = módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{2 \times 10^5}{\left(\frac{0,75 \times 2739,00}{27,40} \right)^2}$$

$$\sigma_{RESISTENTE} = 35,58 \text{ N/mm}^2$$

• Distribución de la carga de viento lateral en puentes de vigas

En puentes con tableros compuestos, se debe asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, vehículos, barreras y accesorios se transmiten directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos.

Se debe asumir que la carga de viento que actúa sobre la mitad inferior de la viga exterior sirve para el cálculo del arriostramiento horizontal.

Cálculo de la fuerza actuante en el contraviento horizontal debido a la presión del viento. (Fr)

$$Fr = P_{VIENTO} \times A_C \quad (5.398)$$

Donde:

- A_C = área cooperante para un rigidizador intermedio (mm^2)
- P_{VIENTO} = presión del viento para una velocidad de 160 km/h

$$P_{VIENTO} = 1,23 \times 10^{-3} MPa \quad (C.3.8.1.2.1)$$

Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{Fr}{A_{PERFIL}} \quad (5.399)$$

Donde:

- A_{PERFIL} = área transversal del contraviento horizontal en (mm^2)

Cuadro. 5.39 Esfuerzos actuantes en el arriostramiento horizontal debido a la presión ejercida por el viento en el contraviento horizontal

SECCIONES	ABSCISA (mm)	d	h	ESFUERZO POR EL VIENTO	AREA DE CONTACTO	FUERZA ACTUANTE	ESFUERZO ACTUANTE	ESFUERZO RESISTENTE
		(mm)	(mm)	(N/mm2)	(mm2)	(N)	(N/mm2)	(N/mm2)
A	600	1050,00	1110,00	0,00123	2806200	3451,63	3,04	35,58
B	4250	1325,00	1385,00		5041000	6200,43	5,46	35,58
C	7900	1600,00	1660,00		6047600	7438,55	6,55	35,58
D	11550	1875,00	1935,00		7054200	8676,67	7,64	35,58
E	15200	2150,00	2210,00		8060800	9914,78	8,74	35,58
F	18850	2425,00	2485,00		9067400	11152,9	9,83	35,58
G	22500	2700,00	2760,00		9822400	12081,55	10,64	35,58
H	26150	2425,00	2485,00		9067400	11152,9	9,83	35,58
I	29800	2150,00	2210,00		8060800	9914,78	8,74	35,58
J	33450	1875,00	1935,00		7054200	8676,67	7,64	35,58
K	37100	1600,00	1660,00		6047600	7438,55	6,55	35,58
L	40750	1325,00	1385,00		5041000	6200,43	5,46	35,58
M	44400	1050,00	1110,00		2806200	3451,63	3,04	35,58

Condición:

$$\sigma_{RESISTENTE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

CONTRAVIENTOS VERTICALES (DIAGONALES) [10]

Para el diseño de los contravientos vertical (diagonales) se utiliza acero A-36, perfiles de acero tipo C (3"x6").

- **Relación de esbeltez**

Para elementos de arriostramiento (6.9.3), debe cumplir con:

$$\frac{k \times l_D}{r} \leq 140 \quad (5.400)$$

Donde:

- k = factor de longitud efectiva. $k = 0,750$, para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos (4.6.2.5)
- l_V = longitud no arriostrada diagonal (mm)
- r = mínimo radio de giro (mm)

$$l_D = \sqrt{(l_h)^2 + (d_{VIGA} - (2 \times h'))^2} \quad (5.401)$$

Donde:

- l_D = longitud diagonal (mm)
- l_h = longitud no arriostrada horizontal en (mm)
- d_{VIGA} = peralte del alma de viga en (mm)
- h' = altura de los bordes superior e inferior de los patines de la viga hacia el punto de ubicación del arriostramiento (mm)

Esfuerzo admisible:

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_V}{r} \right)^2} \quad (5.402)$$

Donde:

- $\sigma_{ADMISIBLE}$ = esfuerzo admisible del perfil de acero (N/mm^2)
- E = módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)

Cuadro. 5.40 Esfuerzos actuantes en el arriostramiento horizontal debido a la presión ejercida por el viento en diagonales verticales

SECCIONES	ABSCISA (mm)	dvIGA	h'	ldIAGONAL	RELACIÓN DE ESBELTEZ <140	ESFUERZO ACTUANTE	ESFUERZO RESISTENTE
		(mm)	(mm)	(mm)		(N/mm2)	(N/mm2)
A	600	1050,00	400,00	2750,00	75,27	3,04	35,30
B	4250	1325,00		2789,00	76,34	5,46	34,32
C	7900	1600,00		2853,00	78,09	6,55	32,79
D	11550	1875,00		2942,00	80,53	7,64	30,84
E	15200	2150,00		3053,00	83,57	8,74	28,64
F	18850	2425,00		3185,00	87,18	9,83	26,31
G	22500	2700,00		3334,00	91,26	10,64	24,01
H	26150	2425,00		3185,00	87,18	9,83	26,31
I	29800	2150,00		3053,00	83,57	8,74	28,64
J	33450	1875,00		2942,00	80,53	7,64	30,84
K	37100	1600,00		2853,00	78,09	6,55	32,79
L	40750	1325,00		2789,00	76,34	5,46	34,32
M	44400	1050,00		2750,00	75,27	3,04	35,30

Condición:

$$\sigma_{RESISTENTE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

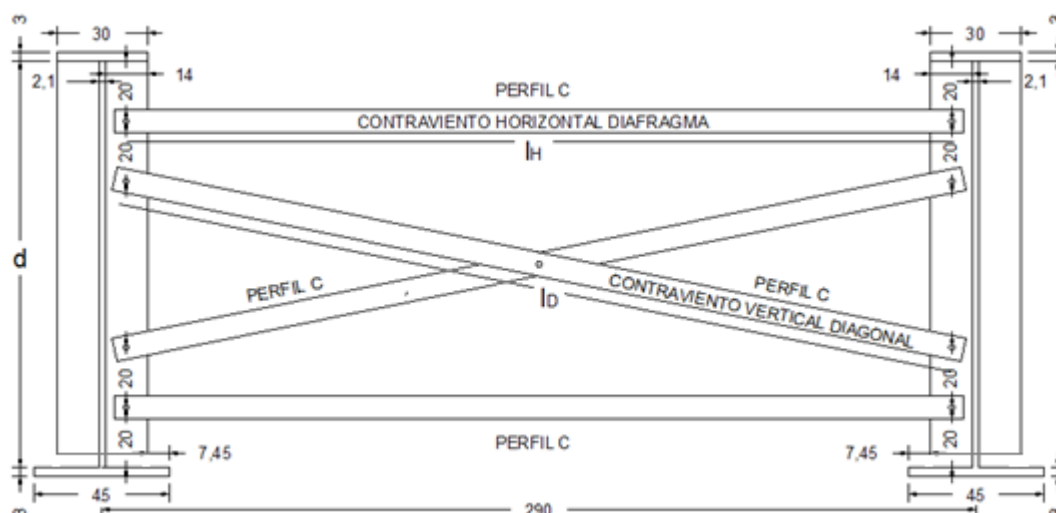


Fig. 5.109 Contraviento horizontal (diafragmas) y diagonales verticales
Longitudes y ubicación

CONTRAVIENTO HORIZONTAL (DIAGONALES INFERIORES) [2]

Para el diseño de los contravientos horizontales (diagonales inferiores) se utiliza acero A-36, perfiles de acero tipo L (3"x2"x1/4"), de las siguientes características:

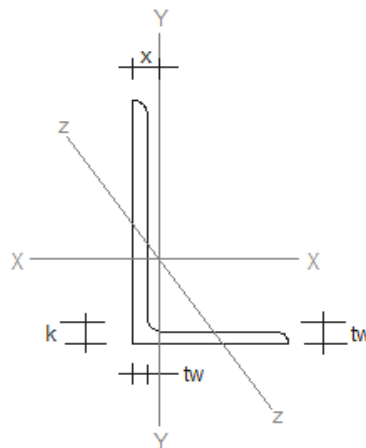


Fig. 5.110 Detalle de Perfil L

• Propiedades del perfil

Área: $A = 7,68 \text{ cm}^2$

Inercia: $I_{X-X} = 45,37 \text{ cm}^4$

Módulo seccional: $S_{X-X} = 8,88 \text{ cm}^3$

Radio: $r_{X-X} = 2,43 \text{ cm}$

La placa adoptada para colocación del contraviento horizontal (diagonales inferiores) es 26cmx14x1cm.

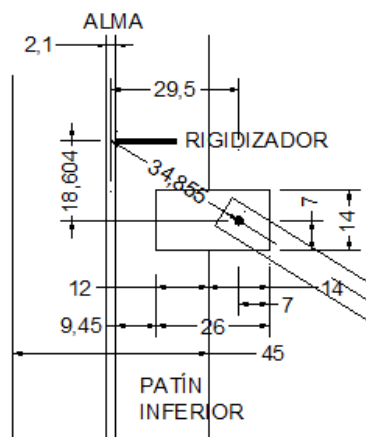


Fig. 5.111 Detalle de ubicación de placa metálica

- **Relación de esbeltez**

Para elementos de arriostramiento (6.9.3), debe cumplir con:

$$\frac{k \times l_x}{r} \leq 140 \quad (5.403)$$

Donde:

- k = factor de longitud efectiva. $k = 0,750$, para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos (4.6.2.5)
- l_x = longitud no arriostrada horizontal en diagonales inferiores (mm)
- r = mínimo radio de giro (mm)

$$l_x = \sqrt{(S_{do}/2)^2 + S^2} - (2 \times b_x) \quad (5.404)$$

Donde:

- $S_{do}/2$ = mitad de la distancia entre rigidizadores intermedios (cm)
- S = distancia entre ejes longitudinales de vigas (cm)
- b_x = distancia entre el punto de unión del contraviento horizontal (diagonales inferiores) y el punto de unión entre rigidizador y el alma de la viga (cm)

$$l_x = \sqrt{(365/2)^2 + 290^2} - (2 \times 34,86)$$

$$l_x = 272,94 \text{ cm}$$

$$\frac{k \times l_x}{r} \leq 140$$

$$\frac{0,75 \times 2729,40}{24,30} \leq 140$$

$$84,24 \leq 140$$

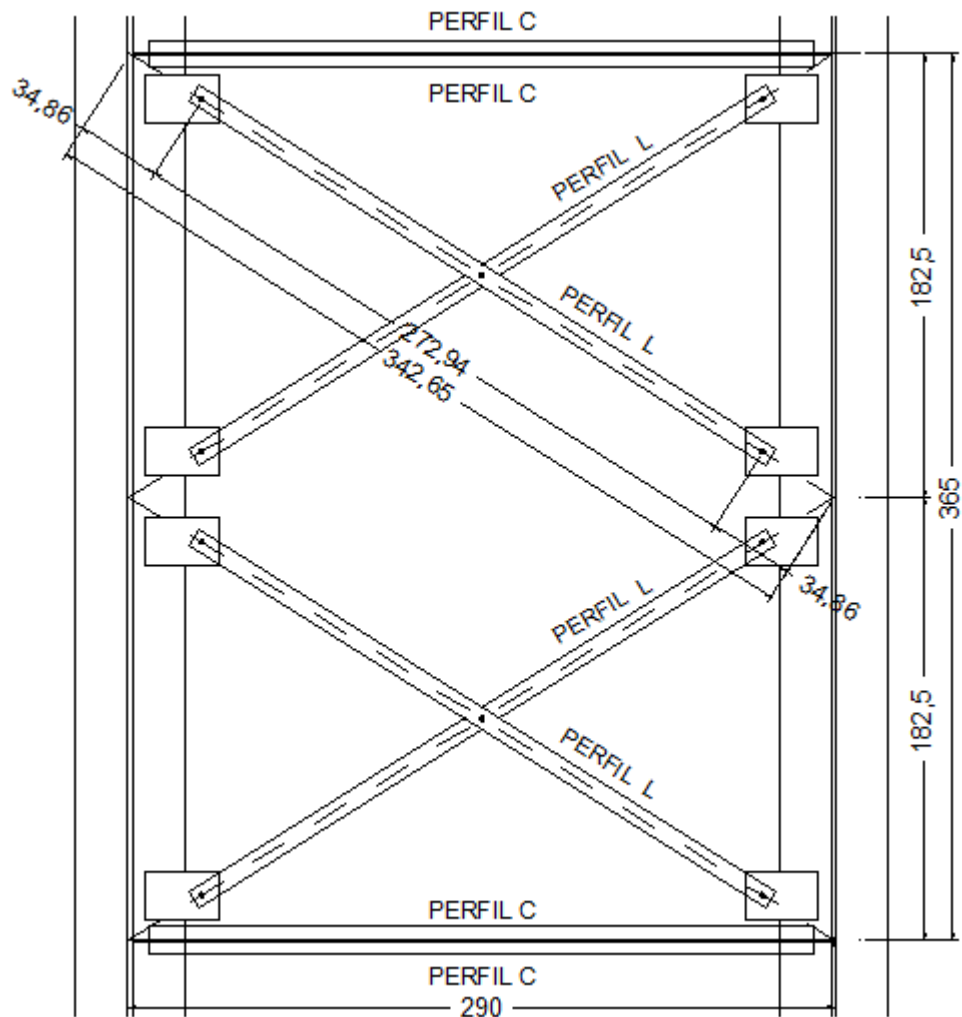


Fig. 5.112 Contraviento horizontal (diagonales inferiores)

Esfuerzo resistente para el perfil de acero

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_x}{r} \right)^2} \quad (5.405)$$

Donde:

- $\sigma_{RESISTENTE}$ = esfuerzo resistente del perfil de acero (N/mm^2)
- E = módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{2 \times 10^5}{84,24^2}$$

$$\sigma_{RESISTENTE} = 28,18 N/mm$$

Esfuerzo actuante del arriostramiento horizontal

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F_{ACTUANTE}}{A_{PERFIL L}} \quad (5.406)$$

Donde:

- $A_{PERFIL L}$ = área transversal del contraviento horizontal (diagonales inferiores)

Cuadro. 5.41 Esfuerzos actuantes en el arriostramiento horizontal debido a la presión ejercida por el viento en diagonales inferiores

BSCISA			lx	RELACIÓN DE ESBELTEZ <140	ESFUERZO POR EL VIENTO	AREA DE CONTACTO	FUERZA ACTUANTE	ESFUERZO ACTUANTE	ESFUERZO RESISTENTE
(mm)			(mm)		(N/mm2)	(mm2)	(N)	(N/mm2)	(N/mm2)
600	-	2425	272,94	84,24	0,00123	2660700,00	3272,66	4,26	28,18
2425	-	4250				2285200,00	2810,80	3,66	28,18
4250	-	6075				2536800,00	3120,26	4,06	28,18
6075	-	7900				2788500,00	3429,86	4,47	28,18
7900	-	9725				3040100,00	3739,32	4,87	28,18
9725	-	11550				3291800,00	4048,91	5,27	28,18
11550	-	13375				3543400,00	4358,38	5,67	28,18
13375	-	15200				3795100,00	4667,97	6,08	28,18
15200	-	17025				4046700,00	4977,44	6,48	28,18
17025	-	18850				4298400,00	5287,03	6,88	28,18
18850	-	20675				4550000,00	5596,50	7,29	28,18
20675	-	22500				4801700,00	5906,09	7,69	28,18
22500	-	24325				4801700,00	5906,09	7,69	28,18
24325	-	26150				4550000,00	5596,50	7,29	28,18
26150	-	27975				4298400,00	5287,03	6,88	28,18
27975	-	29800				4046700,00	4977,44	6,48	28,18
29800	-	31625				3795100,00	4667,97	6,08	28,18
31625	-	33450				3543400,00	4358,38	5,67	28,18
33450	-	35275				3291800,00	4048,91	5,27	28,18
35275	-	37100				3040100,00	3739,32	4,87	28,18
37100	-	38925				2788500,00	3429,86	4,47	28,18
38925	-	40750				2536800,00	3120,26	4,06	28,18
40750	-	42575				2285200,00	2810,80	3,66	28,18
42575	-	44400				2660700,00	3272,66	4,26	28,18

Condición

$$\sigma_{RESISTENTE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

DISEÑO DE LA SOLDADURA [57]

Determinación del tamaño mínimo de la soldadura de filete:

Cuadro. 5.42 Tamaño mínimo de la soldadura de filete [57]

Espesor (t) de la plancha más gruesa a unir		Tamaño mínimo soldadura de filete
(pulg)	(mm)	D (mm)
$< 1/4"$	$< 6,35$	3
$1/4" \leq t < 1/2"$	$6,35 \leq t < 12,70$	5
$1/2" \leq t \leq 3/4"$	$12,70 \leq t \leq 19,05$	6
$> 3/4"$	$> 19,05$	8

Cuadro. 5.43 Tamaño máximo de las soldaduras de filete [57]

$t < 6\text{mm}$	$D = t$
$t \geq 6\text{mm}$	$D = t - 2$

- **Soldadura de filete de placa metálica con patín inferior de viga para la colocación de contravientos horizontales (diagonales inferiores)**

Material 1: Placa metálica ($30\text{cm} \times 20\text{cm} \times 1\text{cm}$) $\Rightarrow tw = 1,00\text{cm}$

Material 2: Patín inferior $tf_{VIGA} = 3,00\text{cm}$

$$\therefore t = 30\text{mm} \Rightarrow D_{MIN} = 8\text{mm}$$

$$\Rightarrow D_{MAX} = t - 2 = 30 - 2 = 28\text{mm} \quad (5.407)$$

Longitud mínima de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{MAX} \quad (5.408)$$

$$L_{MIN} = 4 \times 28 = 112\text{mm}$$

Longitud máxima de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{MAX} \quad (5.409)$$

$$L_{MAX} = 7 \times 28 = 196\text{mm}$$

Cuadro. 5.44 Compatibilidad de electrodos [57]

Compatibilidad de Electrodos		
Metal Base	Electrodos	Metal Base (N/mm ²)
Sidetur AE 25	E60xx E70xx	Fy ≤ 290
DIN ST 37		
ST 42		
ASTM A-36 A-53 GRADO B		
ASTM A-375 A-500 A-501 A-529 A-570 GRADOS D y E		
Sidetur AE 35	E70xx	Fy ≤ 380
DIN ST 52		
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588		
ASTM A-572 GRADO 65	E80xx	Fy ≤ 415
ASTM A-514	E100xx	Fy ≤ 703

El material base utilizado para vigas es A-588 y para los rigidizadores es A-36 $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx.

Capacidad resistente de la conexión soldada:

Cuadro. 5.45 Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete [57]

Electrodos	Resistencia Límite a Tracción del metal de aporte F _{exx} (N/mm ²)	Esfuerzo Cortante de diseño de la soldadura ØF _w (N/mm ²)
E60xx	422,00	189,90
E70xx	492,00	221,40
E80xx	563,00	253,35
E90xx	633,00	284,85
E100xx	703,00	316,35

Metal de aporte

- Resistencia límite a la tracción:

$$F_{e_{E70xx}} = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada:

$$\phi F_{w_{E70xx}} = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

Cuadro. 5.46 Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete [57]

Soldadura "FILETE"	Material	Factor de resistencia	Resistencia nominal	Nivel de resistencia requerido
Cortante en el área efectiva	Base electrodo de soldadura	0,75	0,60 F_{exx}	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible
Tensión, compresión al eje de la soldadura	Base	0,90	F_y	

Metal base

Resistencia nominal para el cortante en el área efectiva:

$$F_v = 0,60 \times F_{e_{70xx}} \quad (5.410)$$

$$F_v = 0,60 \times 492,00 = 295,20 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño:

$$\phi F_v = 0,75 \times F_v \quad (5.411)$$

$$\phi R_v = 0,75 \times 295,20 = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

- Resistencia de tensión y compresión al eje de la soldadura:

$$\phi R_{T.C.} = 0,90 \times f_y \quad (5.412)$$

$$\phi R_{T.C.} = 0,90 \times 350 = 315 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia de diseño

Capacidad de carga del cordón de soldadura mínima:

$$R_{MIN} = F_v \times t w_{PLACA} \times L_{MIN} \quad (5.413)$$

$$R_{MIN} = 295,20 \times 10 \times 112 = 330,40 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño mínima:

$$\phi R_{MIN} = \phi F_v \times t w_{PLACA} \times L_{MIN} \quad (5.414)$$

$$\phi R_{MIN} = 221,40 \times 10 \times 112 = 247,97 \text{ kN}$$

Capacidad de carga del cordón de soldadura máxima:

$$R_{MAX} = F_v \times tw_{PLACA} \times L_{MAX} \quad (5.415)$$

$$R_{MAX} = 295,20 \times 10 \times 196 = 557,59 kN$$

Resistencia de diseño máxima:

$$\phi R_{MAX} = \phi F_v \times tw_{PLACA} \times L_{MAX} \quad (5.416)$$

$$\phi R_{MAX} = 221,40 \times 10 \times 196 = 433,94 kN$$

Como con la longitud mínima (112mm) se obtiene una resistencia de diseño (247,97kN) superior a la solicitud presentada (5,91kN), se distribuye el cordón de soldadura en los tres bordes de la placa que hacen contacto con el patín inferior de la viga, por lo que:

$$112/3 = 37,33 mm$$

Adopto 4,00cm por cada borde

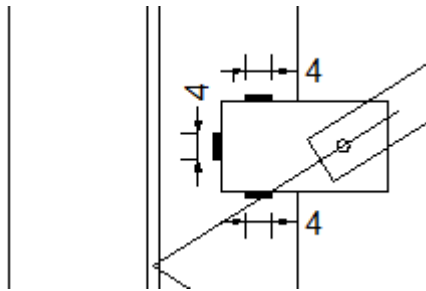


Fig. 5.113 Soldadura de filete entre patín inferior de viga y placa

- **Soldadura de filete de patín superior e inferior con el alma**

Material 1: Patín superior e inferior $tw = 3,00 cm$

Material 2: Alma $tw = 2,10 cm$

$$\begin{aligned}\therefore t = 30mm &\Rightarrow D_{MIN} = 8mm \\ &\Rightarrow D_{MAX} = t - 2 = 30 - 2 = 28mm\end{aligned}$$

Longitud mínima de soldadura (L_{MIN}):

$$\begin{aligned}L_{MIN} &= 4 \times D_{MAX} \\ L_{MIN} &= 4 \times 28 = 112mm\end{aligned}$$

Longitud máxima de soldadura (L_{MAX}):

$$\begin{aligned}L_{MAX} &= 7 \times D_{MAX} \\ L_{MAX} &= 7 \times 28 = 196mm\end{aligned}$$

Se adopta una longitud de cordón de soldadura (L_c) de:

$$L_c = 150mm$$

El material base utilizado para patines y para el alma es A-588, $f_y = 350 N/mm^2$, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx. (Ver Cuadro 5.20)

Capacidad resistente de la conexión soldada (Ver Cuadro. 5.21)

- Resistencia límite a la tracción:

$$Fe_{E70xx} = 492,00 N/mm^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada:

$$\phi Fw_{E70xx} = 221,40 N/mm^2$$

El espaciamiento entre cordones de soldadura (Sc) es el doble de la longitud de estos:

$$\begin{aligned}Sc &= 2 \times L_c \\ Sc &= 2 \times 150 = 300mm\end{aligned}\quad (5.417)$$

Los cordones de soldadura se ubican en ambas caras del alma tanto con el patín superior como con el patín inferior.

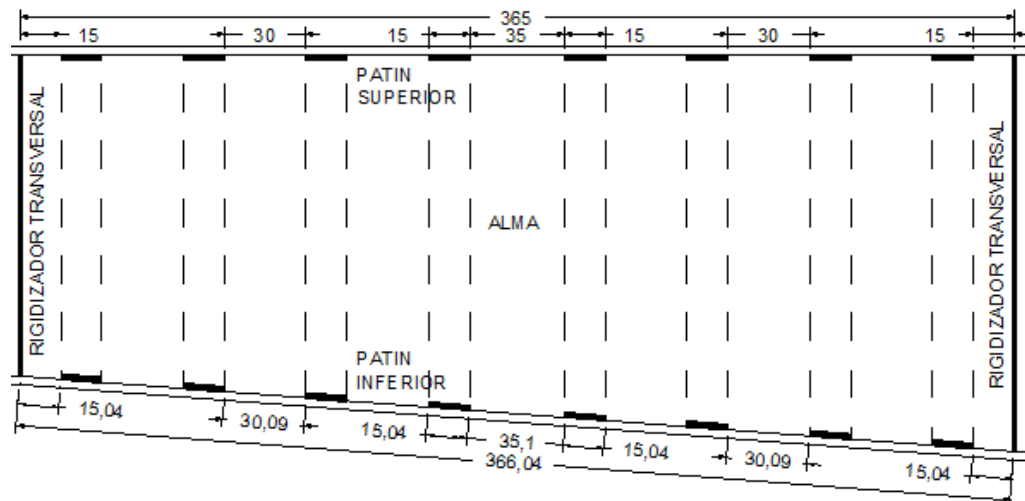


Fig. 5.114 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el alma de viga (vista lateral)

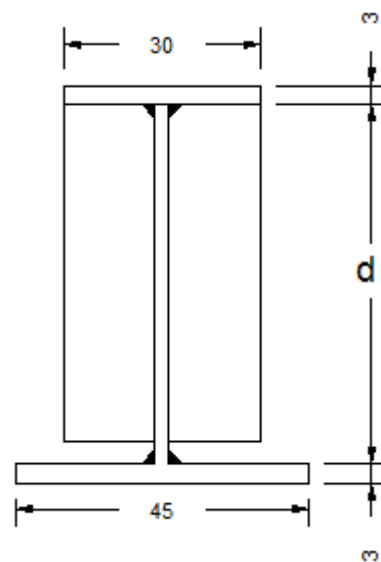


Fig. 5.115 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el alma de viga (vista frontal)

- **Soldadura de filete de patín superior e inferior y con el rigidizador transversal**

Material 1: Patín superior e inferior $t_w = 3,00cm$

Material 2: Rigidizador transversal $t_w = 1,00cm$

$$\therefore t = 30mm \Rightarrow D_{MIN} = 8mm$$

$$\Rightarrow D_{MAX} = t - 2 = 30 - 2 = 28mm$$

Longitud mínima de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{MAX}$$

$$L_{MIN} = 4 \times 28 = 112mm$$

Longitud máxima de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{MAX}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 28 = 196mm$$

Se adopta una longitud de cordón de soldadura entre los patines superior e inferior con el rigidizador transversal ($L_{C_{P-R}}$) de:

$$L_{C_{P-R}} = 100mm$$

El material base utilizado para patines es A-588 y para el rigidizador transversal es A-36, $f_y = 350 N/mm^2$, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx. (Ver Cuadro 5.20)

Capacidad resistente de la conexión soldada (Ver Cuadro. 5.21)

- Resistencia límite a la tracción:

$$F_{e_{E70xx}} = 492,00 N/mm^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada:

$$\phi F_{w_{E70xx}} = 221,40 N/mm^2$$

Los cordones de soldadura se ubican en ambas caras del rigidizador transversal tanto con el patín superior e inferior.

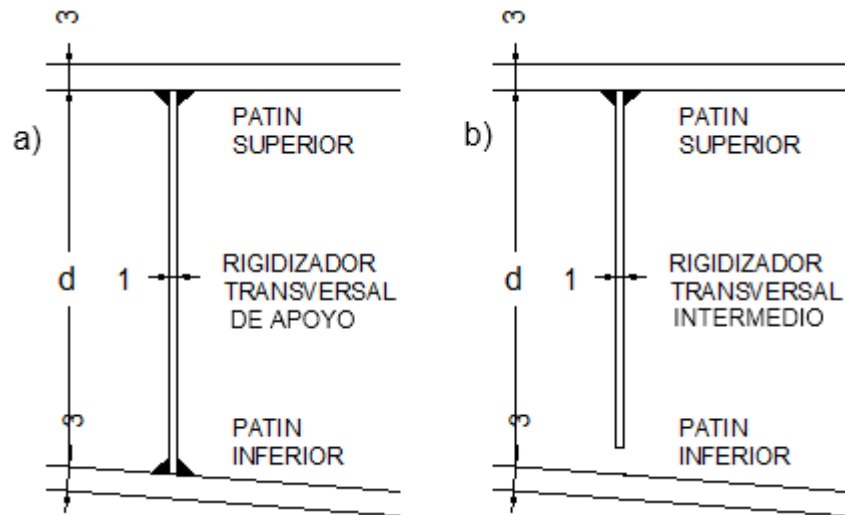


Fig. 5.116 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo (a). Ubicación del cordón de soldadura patín superior con el rigidizador transversal intermedio (b) (vista lateral)

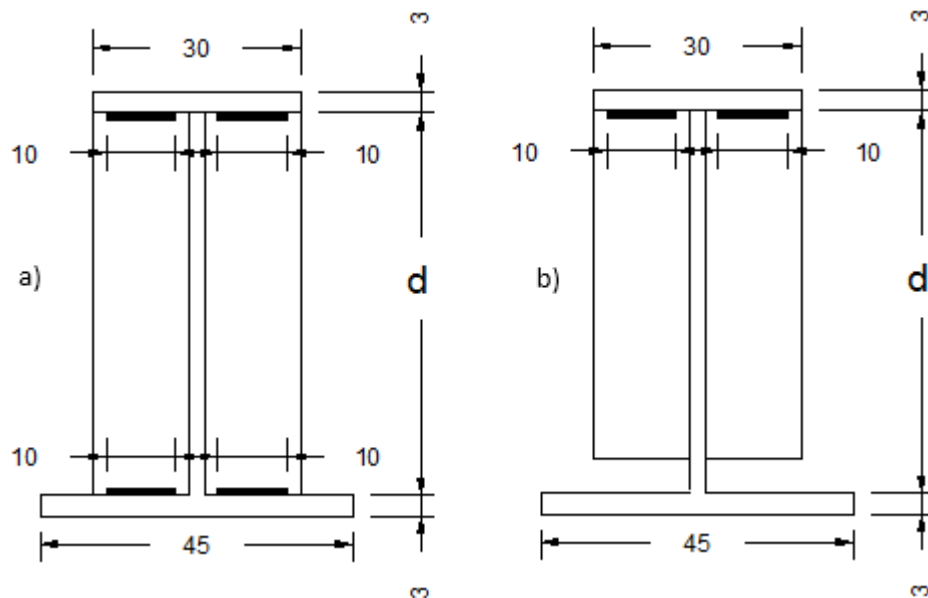


Fig. 5.117 Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo (a). Ubicación del cordón de soldadura patín superior con el rigidizador transversal intermedio (b) (vista frontal)

- **Soldadura de filete del rigidizador transversal con el alma**

Material 1: Alma $t_w = 2,10cm$

Material 2: Rigidizador transversal $t_w = 1,00cm$

$$\therefore t = 21mm \Rightarrow D_{MIN} = 8mm$$

$$\Rightarrow D_{MAX} = t - 2 = 21 - 2 = 19mm$$

Longitud mínima de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{MAX}$$

$$L_{MIN} = 4 \times 19 = 76mm$$

Longitud máxima de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MIN} = 7 \times D_{MAX}$$

$$L_{MIN} = 7 \times 19 = 133mm$$

Se adopta una longitud de cordón de soldadura entre el rigidizador transversal y el alma de viga ($L_{C_{R-A}}$) de:

$$L_{C_{R-A}} = 100mm$$

El material base utilizado para el rigidizador transversal es A-36 y para el alma de viga es A.588, $f_y = 350 N/mm^2$, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx. (Ver Cuadro 5.20)

Capacidad resistente de la conexión soldada (Ver Cuadro. 5.21)

- Resistencia límite a la tracción:

$$Fe_{E70xx} = 492,00 N/mm^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada:

$$\phi Fw_{E70xx} = 221,40 N/mm^2$$

Los cordones de soldadura se ubican en ambas caras del alma de viga.

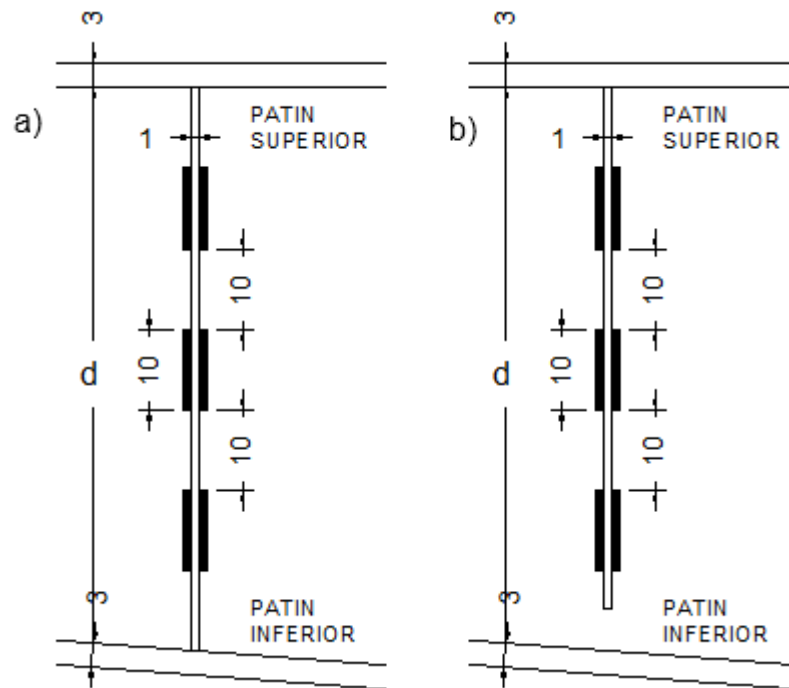


Fig. 5.118 Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal y el alma de viga (a). Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal intermedio y el alma de viga (b) (vista lateral)

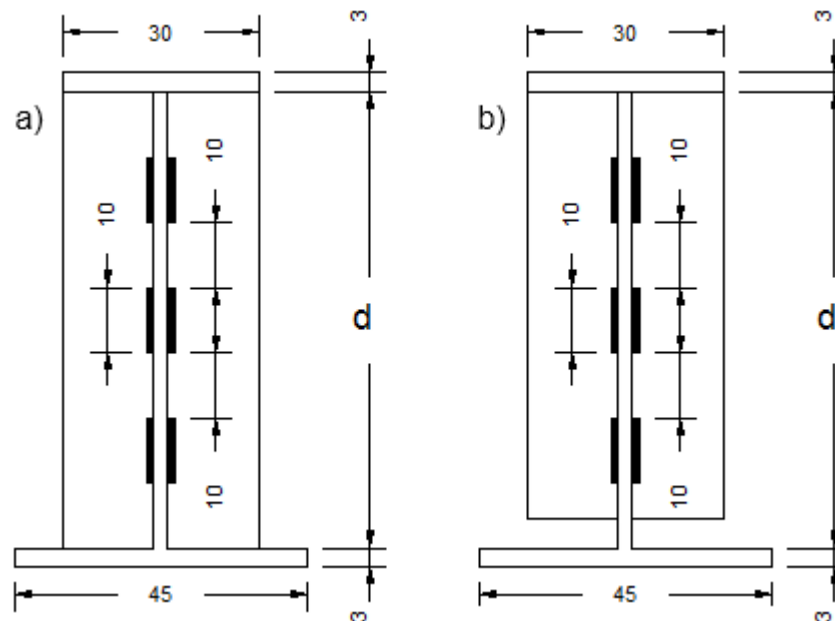


Fig. 5.119. Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal de apoyo y el alma de viga (a). Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal intermedio y el alma de viga (b) (vista frontal)

- **Soldadura de filete del perno de corte con el patín superior de viga**

Material 1: Conector de corte $t_w = 1,905cm$

Material 2: Patín superior $t_w = 3,00cm$

$$\therefore t = 30mm \Rightarrow D_{MIN} = 8mm$$

$$\Rightarrow D_{MAX} = t - 2 = 30 - 2 = 28mm$$

Longitud mínima de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{MAX}$$

$$L_{MIN} = 4 \times 8 = 32mm$$

Longitud máxima de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{MAX}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 8 = 56mm$$

Como el diámetro del conector de corte es 19,05mm su perímetro es:

$$Perimetro = \pi \times D$$

$$Perimetro = 3,1416 \times 19,05 = 59,85mm$$

Como:

$$L_{MAX} \cong Perimetro$$

$$\therefore L_{MAX} = Perimetro = 59,85mm$$

El material base utilizado para el conector de corte es A-36 y para el patín superior de viga es A.588, $f_y = 350 N/mm^2$, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx. (Ver Cuadro 5.20)

Capacidad resistente de la conexión soldada (Ver Cuadro. 5.21)

- Resistencia límite a la tracción:

$$Fe_{E70xx} = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada:

$$\phi Fw_{E70xx} = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

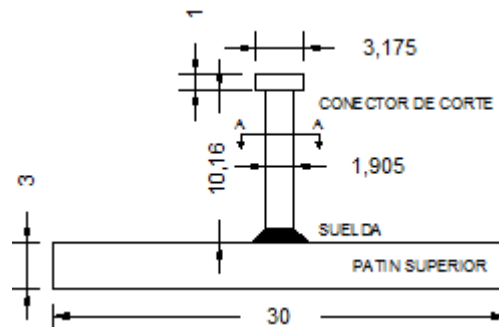


Fig. 5.120 Ubicación del cordón de soldadura entre el conector de corte y el patín superior de viga (vista lateral)

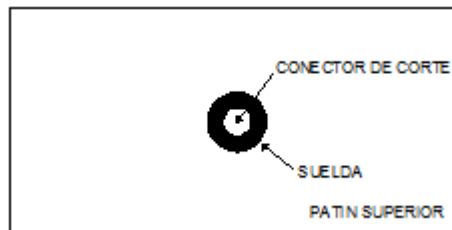


Fig. 5.121 Ubicación del cordón de soldadura entre el conector de corte y el patín superior de viga (vista superior)

DISEÑO DE CONEXIONES APERNADAS

En dichas conexiones se implementa pernos de alta resistencia A-490 con cabeza y tuercas hexagonales pesadas. Dependiendo del diámetro requerido se dimensiona los pernos y tuercas según se indica en el cuadro siguiente.

Cuadro. 5.47 Dimensiones estándares de pernos y tuercas [59]

Diámetro nominal del perno	Dimensionamiento de pernos estructurales de cabeza hexagonal pesada			Dimensionamiento de tuercas hexagonales pesadas	
	Ancho a través de cara plana F	Altura H1	Longitud roscada T	Ancho a través de cara plana W	Altura H2
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1,270	2,223	8,128	2,540	2,223	1,230
1,588	2,669	0,992	3,175	2,699	1,548
1,905	3,175	1,191	3,493	3,175	1,865
2,223	1,111	1,389	3,810	3,651	2,183
2,540	4,128	1,548	4,445	4,128	2,500
2,858	4,604	1,746	5,080	4,604	2,818
3,175	5,080	1,984	5,080	5,080	3,096
3,493	5,556	2,143	5,715	5,556	3,413
3,810	6,033	2,381	5,715	6,033	3,731

- **Conexión entre placa metálica y diagonales horizontales**

Los esfuerzos actuantes que soporta el perno en la conexión son el de corte y el de aplastamiento, los mismos que deben ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles.

- Esfuerzo admisible a corte: $\tau_{ADMISIBLE} = 15,64 \text{ N/mm}^2$
- Esfuerzo admisible al aplastamiento: $\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

Con el esfuerzo admisible de corte ($\tau_{ADMISIBLE}$) y la fuerza actuante (F) se obtiene el diámetro requerido para el perno (d)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (5.418)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (5.419)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 5906,09}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 5906,09}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 15,50mm$$

Con lo que el diámetro del perno adoptado es:

$$d_{ADOPTADO} = 19,05mm$$

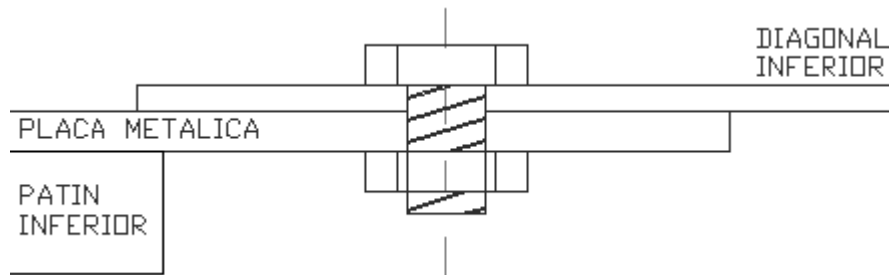


Fig. 5.122 Detalle de conexión apernada placa metálica-diagonal inferior

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = h_{DIAGONAL INFERIOR} + h_{PLACA} + h_{ROSCADA} \quad (5.420)$$

$$h_{PERNO} = 0,635 + 1,000 + 3,493$$

$$h_{PERNO} = 5,128mm$$

Teniendo el diámetro adoptado del perno se adopta las diferentes dimensiones correspondientes al perno y a la tuerca (ver cuadro 5.23)

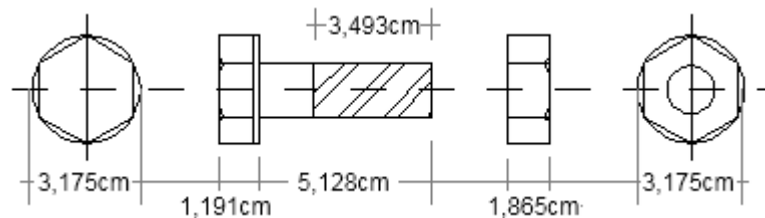


Fig. 5.123 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión placa metálica-diagonal inferior

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (5.421)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{d \times l_{PLACA+DIAGONAL INFERIOR}} \quad (5.422)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{5906,09}{19,05 \times (6,35 + 10,00)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 18,96 \text{ N/mm}^2$$

- **Conexión entre rigidizador transversal y arriostramiento horizontal (diafragmas)**

Los esfuerzos actuantes que soporta el perno en la conexión son el de corte y el de aplastamiento, los mismos que deben ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles.

- Esfuerzo admisible a corte: $\tau_{ADMISIBLE} = 15,64 \text{ N/mm}^2$
- Esfuerzo admisible al aplastamiento: $\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2$

Existen tres diferentes espesores de rigidizadores transversales, (de apoyo, intermedios iniciales e intermedios) por lo que en el menor de estos se tiene los esfuerzos críticos, por lo que se adopta una colocación de dos pernos en la conexión rigidizador transversal-diafragmas

Análisis de conexión apernada rigidizador transversal de apoyo-diafragma

$$F = 3451,63 \text{ N} \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (5.423)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(2 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (5.424)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 3451,63}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 11,85mm$$

Por lo que se adopta un perno de un diámetro de 15,88mm

$$d_{ADOPTADO} = 15,88mm$$

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} + h_{ROSCADA} \quad (5.425)$$

$$h_{PERNO} = 9,525 + 17,000 + 31,750$$

$$h_{PERNO} = 58,275mm$$

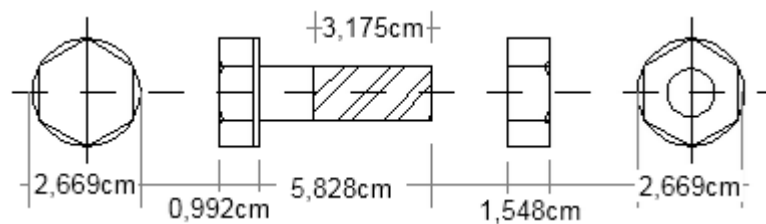


Fig. 5.124 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 15,88mm conexión rigidizador transversal de apoyo-diafragma

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (5.426)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{d \times (h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR})} \quad (5.427)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{3451,63}{15,88 \times (9,525 + 17,000)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 8,20 \text{ N/mm}^2$$

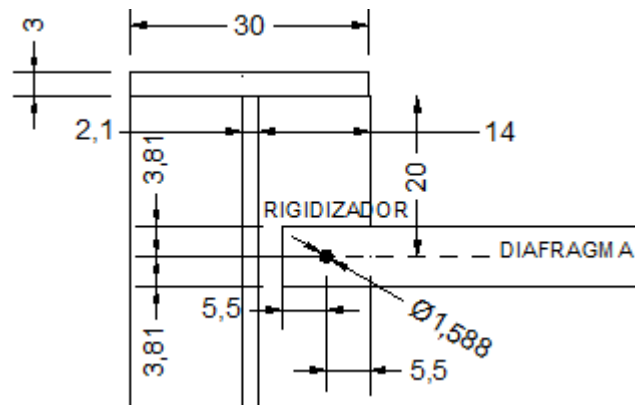


Fig. 5.125 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal de apoyo-arriostramiento horizontal (diafragma)

Análisis de conexión apernada rigidizador transversal intermedio inicial-diafragma

$$F = 6200,43 \text{ N} \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(2 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 6200,43}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 15,89mm$$

Por lo que se adopta un perno de un diámetro de 19,05mm

$$d_{ADOPTADO} = 19,05mm$$

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} + h_{ROSCADA}$$

$$h_{PERNO} = 9,525 + 12,000 + 34,930$$

$$h_{PERNO} = 56,455mm$$

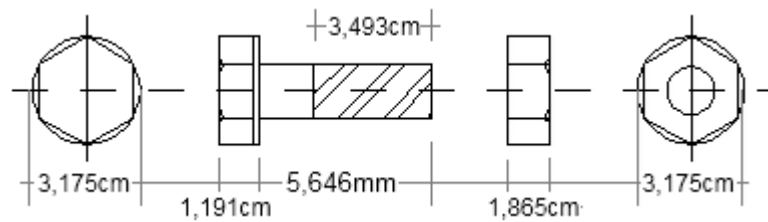


Fig. 5.126 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión rigidizador transversal intermedio inicial-diafragma

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{d \times (h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR})}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{6200,43}{19,05 \times (9,525 + 12,000)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 N/mm^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 15,12 N/mm^2$$

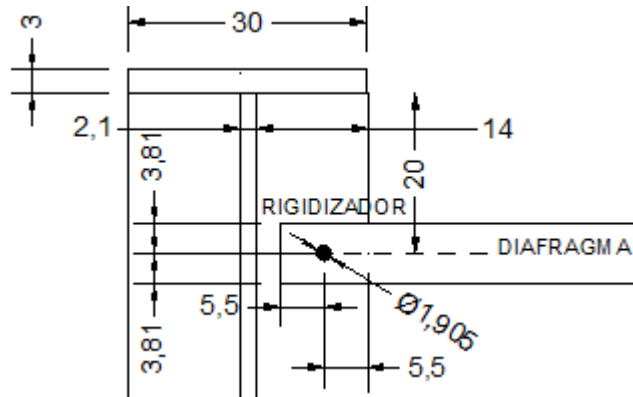


Fig. 5.127 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal intermedio inicial-arriostamiento horizontal (diafragma)

Análisis de conexión apernada rigidizador transversal intermedio-diafragma

$$F = 12081,55N \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (2 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times 2 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{12081,55}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 15,68mm$$

Por lo que se adopta un par de pernos de un diámetro de 19,05mm

$$d_{ADOPTADO} = 19,05mm$$

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} + h_{ROSCADA}$$

$$h_{PERNO} = 9,525 + 10,000 + 34,930$$

$$h_{PERNO} = 54,455mm$$

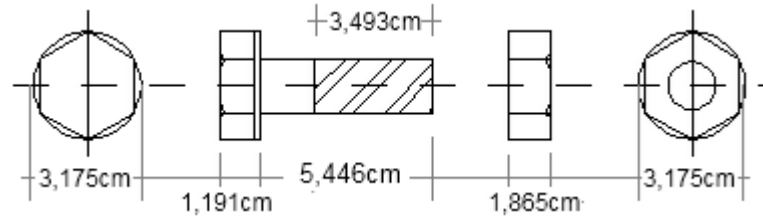


Fig. 5.128 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión rigidizador transversal intermedio-diafragma

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times d \times (h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR})}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{12081,55}{2 \times 19,05 \times (9,525 + 10,000)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 N/mm^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 16,24 N/mm^2$$

Como se tiene dos pernos se debe analizar los espaciamientos entre ejes de pernos y entre los bordes del rigidizador transversal intermedio conjuntamente con los del diafragma

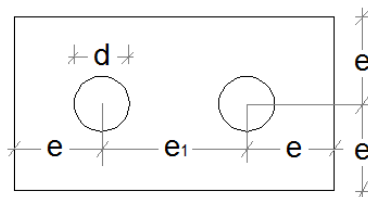


Fig. 5.129 Configuración (hilera en una dirección) [54]

$$e_1 = 0,80 \times ((2,60 \times d) + 10) \quad (5.428)$$

$$e_1 = 0,80 \times ((2,60 \times 19,05) + 10) = 47,63 \text{ mm} \approx 50,00 \text{ mm}$$

$$e = 1,50 \times d \quad (5.429)$$

$$e = 1,50 \times 19,05 = 28,58 \text{ mm} \approx 30,00 \text{ mm}$$

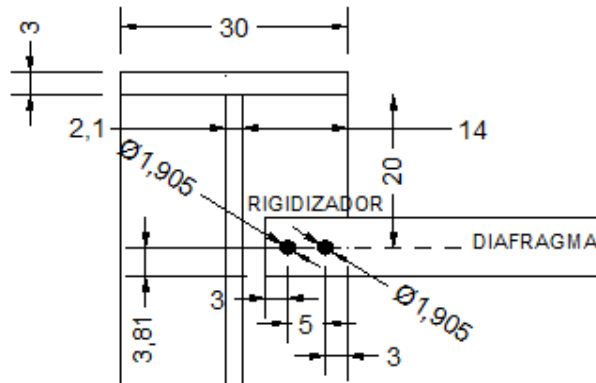


Fig. 5.130 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal intermedio-arriostramiento horizontal (diafragma)

- Análisis a la conexión rigidizador transversal - (diagonales verticales)**

Tanto para el arriostramiento horizontal (diafragmas) como para las (diagonales verticales) se utilizan los mismos perfiles y al tener las mismas fuerzas actuantes, los pernos utilizados en la conexión rigidizadores transversales-diafragmas son los mismos que se utilizan en la conexión rigidizadores transversales-diagonales verticales.

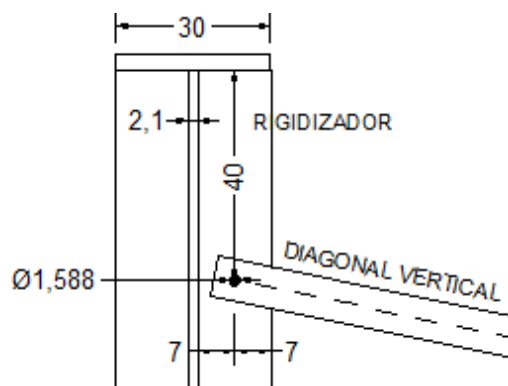


Fig. 5.131 Detalle de conexión apernada rigidizador transversal de apoyo-diagonal vertical

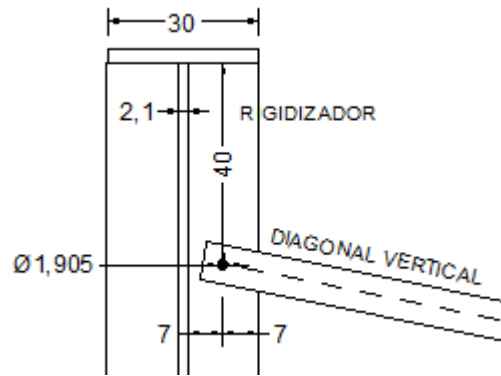


Fig. 5.132 Detalle de conexión apernada
rigidizador transversal intermedio inicial-diagonal vertical

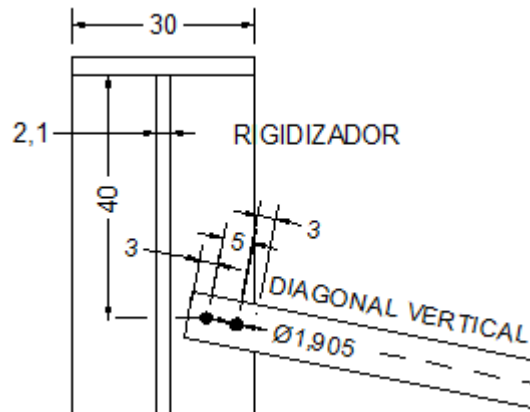


Fig. 5.133 Detalle de conexión apernada
rigidizador transversal intermedio-diagonal vertical

• CONEXIÓN ENTRE DIAGONALES VERTICALES

Los esfuerzos actuantes que soporta el perno en la conexión son el de corte y el de aplastamiento, los mismos que deben ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles.

- Esfuerzo admisible a corte: $\tau_{ADMISIBLE} = 15,64 \text{ N/mm}^2$
- Esfuerzo admisible al aplastamiento: $\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2$

Existen tres diferentes longitudes de perno, esto es en función del espesor del rigidizador transversal, sea este (de apoyo, intermedio inicial e intermedio)

Conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo

$$F = 3451,63N \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{(4 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (5.430)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 3451,63}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 11,85mm$$

Por lo que se adopta un perno de un diámetro de 19,05mm

$$d_{ADOPTADO} = 19,05mm$$

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = (2 \times h_{DIAFRAGMA}) + h_{RIGIDIZADOR} + h_{ROSCADA} \quad (5.431)$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 9,525) + 17,000 + 34,930$$

$$h_{PERNO} = 70,980mm$$

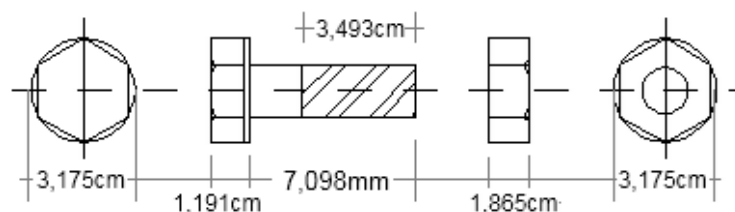


Fig. 5.134 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 19,05mm conexión entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{d \times (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL})} \quad (5.432)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times 3451,63}{19,05 \times (2 \times 9,525)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 19,02 \text{ N/mm}^2$$

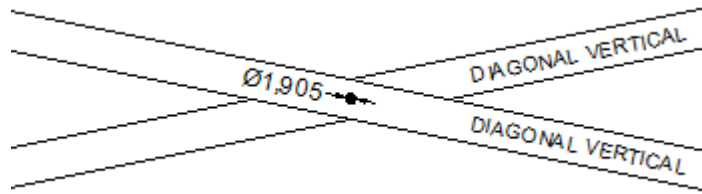


Fig. 5.135 Detalle de conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo

Análisis de conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal inicial

$$F = 6200,43 \text{ N} \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{(4 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{4 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (5.433)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 6200,43}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 15,89mm$$

Por lo que se adopta un perno de un diámetro de 34,93mm

$$d_{ADOPTADO} = 34,93mm$$

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL}) + h_{RIGIDIZADOR} + h_{ROSCADA} \quad (5.434)$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 9,525) + 12,000 + 57,150$$

$$h_{PERNO} = 88,200mm$$

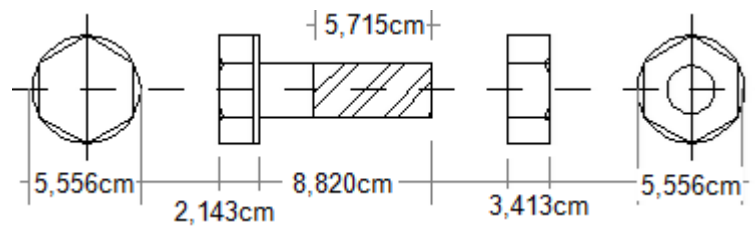


Fig. 5.136 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 34,93mm conexión entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal intermedio inicial

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{d \times (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL})} \quad (5.435)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times 6200,43}{34,93 \times (2 \times 9,525)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 N/mm^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 18,64 N/mm^2$$

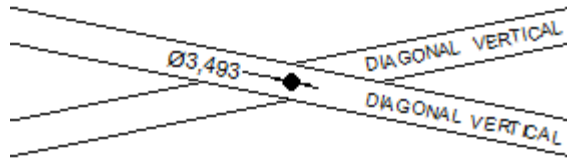


Fig. 5.137 Detalle de conexión apernada entre diagonales verticales separadas por el espesor del rigidizador transversal intermedio inicial

Análisis de conexión apernada entre diagonales verticales rigidizador transversal

$$F = 12081,55N \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{5 \times (2 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{5 \times (2 \times \pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times F}{5 \times \pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (5.436)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times 12081,55}{5 \times \pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 14,03mm$$

Por lo que se adopta un par de pernos de un diámetro de 15,88mm

$$d_{ADOPTADO} = 15,88mm$$

La longitud del perno central es:

$$h_{PERNO} = 2 \times h_{DIAGONAL} + h_{PLACA} + h_{ROSCADA} \quad (5.437)$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 9,525) + 10,000 + 31,750$$

$$h_{PERNO} = 60,800mm$$

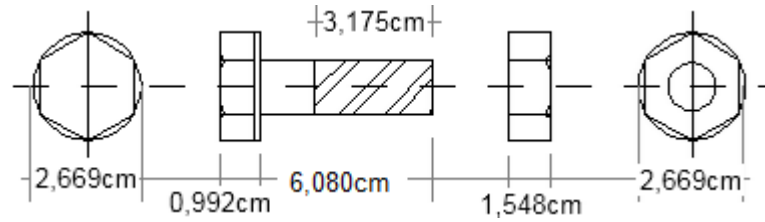


Fig. 5.138 Dimensionamiento de tuerca y perno central correspondiente a un diámetro de 15,88mm conexión entre diagonales verticales con una separación igual al espesor del rigidizador transversal intermedio

La longitud de pernos de contorno:

$$h_{PERNO} = h_{DIAGONAL} + h_{PLACA} + h_{ROSCADA} \quad (5.438)$$

$$h_{PERNO} = 9,525 + 10,000 + 31,750$$

$$h_{PERNO} = 51,275mm$$

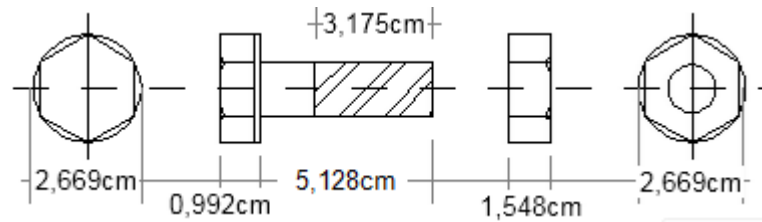


Fig. 5.139 Dimensionamiento de tuerca y pernos de contorno correspondiente a un diámetro de 15,88mm conexión entre diagonales verticales con una separación igual al espesor del rigidizador transversal intermedio

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{(4 \times d \times (h_{DIAGONAL} + h_{PLACA})) + (d \times (2h_{DIAGONAL} + h_{PLACA}))} \quad (5.439)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times 12081,55}{(4 \times 15,88 \times (9,525 + 10,000)) + (15,88 \times ((2 \times 9,525) + 10,000))}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 N/mm^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 14,20 N/mm^2$$

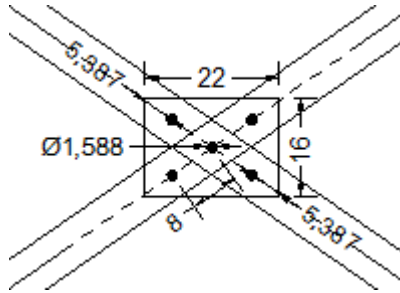


Fig. 5.140 Detalle de conexión apernada entre diagonales verticales y placa metálica

$$e_1 = 0,80 \times ((2,60 \times d) + 10) \quad (5.440)$$

$$e_1 = 0,80 \times ((2,60 \times 15,88) + 10)$$

$$e_1 = 41,03 \text{ mm} < e_{1 \text{ DISPONIBLE}} = 80,00 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

$$e = 1,50 \times d \quad (5.441)$$

$$e = 1,50 \times 15,88$$

$$e = 23,82 \text{ mm} < e_{\text{DISPONIBLE}} = 53,87 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

• Análisis a la conexión apernada entre diagonales horizontales

Como las diagonales horizontales son las mismas para todos los tramos entre rigidizadores transversales, basta con definir una sola conexión para su análisis.

- Esfuerzo admisible a corte: $\tau_{\text{ADMISIBLE}} = 15,64 \text{ N/mm}^2$
- Esfuerzo admisible al aplastamiento: $\sigma_{\text{ADMISIBLE}} = 19,65 \text{ N/mm}^2$

$$F = 6040,77 \text{ N} \quad (\text{Ver cuadro 5.44})$$

Análisis del esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{\text{ADMISIBLE}} \geq \tau_{\text{ACTUANTE}}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{(2 \times A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times 6040,77}{2 \times (\pi \times d^2 / 4)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (5.442)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times 6040,77}{\pi \times 15,64}}$$

$$d \geq 22,18mm$$

Por lo que se adopta un par de pernos de un diámetro de 25,40mm

$$d_{ADOPTADO} = 25,40mm$$

La longitud del perno es:

$$h_{PERNO} = 2 \times h_{DIAGONAL} + h_{PLACA} + h_{ROSCADA} \quad (5.443)$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 6,350) + 10,000 + 44,45$$

$$h_{PERNO} = 67,150mm$$

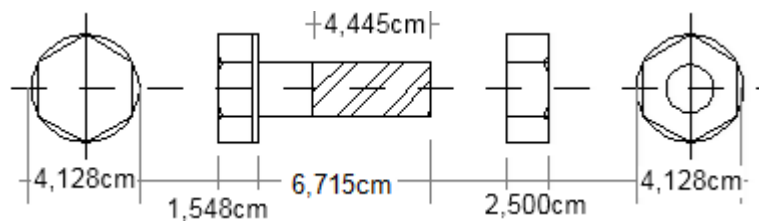


Fig. 5.141 Dimensionamiento de tuerca y perno correspondiente a un diámetro de 25,40mm conexión entre diagonales horizontales

Análisis del esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times F}{4 \times (d \times h_{DIAGONAL})} \quad (5.444)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{2 \times 6040,77}{4 \times (25,40 \times 6,350)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19,65 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{ACTUANTE} = 18,73 \text{ N/mm}^2$$

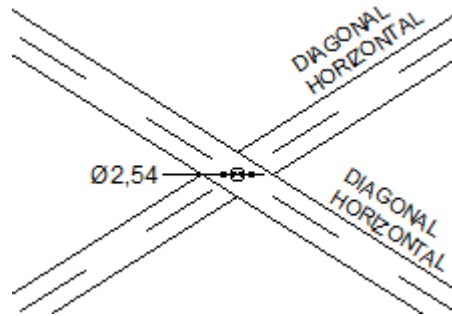


Fig. 5.142 Conexión entre diagonales horizontales

CAPÍTULO 6

PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO PIEDRA FINA II

El proceso que se aplica en la construcción de la alternativa propuesta para el puente sobre el río Piedra Fina II debe respetar las especificaciones generales dadas por el MTOP en el Manual de construcción de carreteras y puentes 2002 [3] principalmente en los rubros que se transcriben en el Anexo 5, además de las especificaciones adoptadas en el diseño, como:

- Acero de refuerzo de fluencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) en varilla corrugada
- Cemento Portland tipo I (Norma INEN 152)
- Hormigón ($f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$) en protecciones laterales
- Hormigón ($f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$) en tablero
- Los recubrimientos de varilla corrugada en el hormigón: recubrimiento superior de 5,00 cm y recubrimiento inferior de 2,50 cm
- Acero estructural ASTM A-588 (Acero M 270M Grado 345 AASHTO LRFD) $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ para vigas, planchas, diafragmas y contravientos en perfiles conformados en caliente
- Acero estructural ASTM A-36 (Acero M 270 M Grado 250) $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$, para conectores de corte (perfiles conformados en caliente)
- Soldadura en taller y en campo con electrodo E 8016 C2 según la norma AWS 1.5
- Pintura anticorrosiva, una mano en taller y dos en campo.
- Drenes (tubería PVC 4")
- Capa de rodadura (hormigón asfáltico $2,25 \text{ T/m}^3$) $h = 7,50 \text{ cm}$

Como la Superestructura del puente tiene una sección transversal compuesta por vigas de acero y tablero de hormigón armado, el proceso constructivo consiste en la ejecución de las siguientes actividades:

1. Adquisición del acero estructural y fabricación de la superestructura metálica del puente.
2. Desembarque y recepción de los módulos de la superestructura en sitio (se debe disponer de un equipo apropiado como grúas, cadenas, plataformas de desembarque).

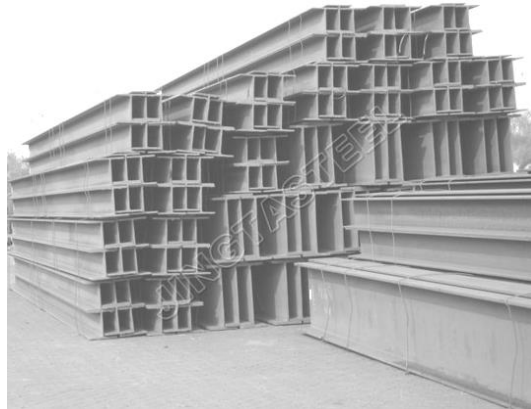


Fig. 6.1 Almacenamiento de perfiles metálicos [60]

3. Almacenaje de los módulos (es necesario contar de un lugar de almacenamiento que brinde seguridad y protección al medio ambiente, seco y limpio). Este lugar deberá ser ubicado lo más cercano a la implantación de la estructura.
4. Inspección de los elementos de la estructura (previo al proceso de montaje es necesario realizar una inspección íntegra del estado de todos los elementos que conformarán la estructura, verificando posibles daños).

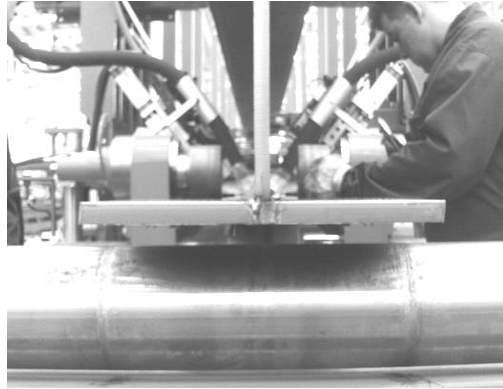


Fig. 6.2 Verificación de perfiles metálicos [61]

5. Apertura de plataforma de lanzamiento de vigas.
6. Ensamblaje de los primeros tramos de vigas hasta que se apoyen en la primera obra falsa.
7. Colocación de los siguientes tramos, soldando y arriostrando las cuatro vigas entre sí, se hará un avance en el lanzamiento, cuidando la estabilidad de las vigas con contrapesos y las obras falsas con cables de retención, se hará esto hasta llegar al estribo del margen opuesto al que se comenzó. Los módulos se acoplan unos con otros mediante el uso de vinchas guardando una separación y alineación correcta entre módulos que permita el posterior proceso de soldadura para su unión final.



Fig. 6.3 Ensamble de vigas y arriostramientos [62]

8. Lanzamiento de la superestructura (ubicación definitiva sobre sus respectivos aparatos de apoyo). Una vez armada la superestructura se realiza el lanzamiento, este proceso consiste en ubicar un extremo de la superestructura sobre rieles que ayudaran al desplazamiento sobre el obstáculo a vencer. La estructura es halada por medio de un malacate de acción manual. Por seguridad el extremo final debe ser fijado a una grúa que avance conjuntamente con la estructura.



Fig. 6.4 Lanzamiento de la superestructura [63]

Una vez que la superestructura alcanza su posición final sobre la obra falsa inicial, el mismo es izado con la ayuda de dos pórticos temporales que deben ubicarse en cada margen de la quebrada, en ese instante parte de la obra falsa es retirada, la otra se queda para servir de guía y apoyo, luego con la ayuda del pórtico la superestructura se coloca con la obra falsa restante.

9. Aplicación de Pintura anticorrosiva. En cada elemento se aplicaran tres manos de pintura con intervalos máximos de 6 horas. El proceso de pintado se efectuará inmediatamente terminado los trabajos de limpieza.

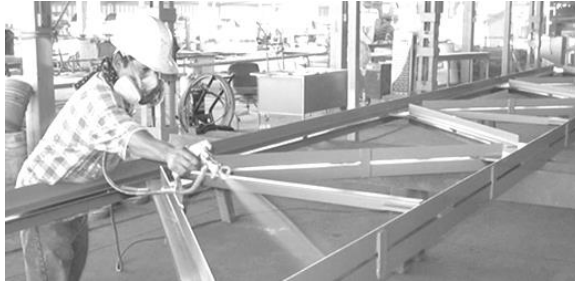


Fig. 6.5 Aplicación de pintura anticorrosiva [61]

10. Instalación de los conectores de corte.



Fig. 6.6 Instalación de conectores de corte [64]

11. Encofrado, armado y fundición del tablero. (Instalación de drenajes).



Fig. 6.7 Encofrado de tablero [65]



Fig. 6.8 Fundición de tablero [66]

12. Encofrado, armado y fundición de protecciones laterales (Parapeto).



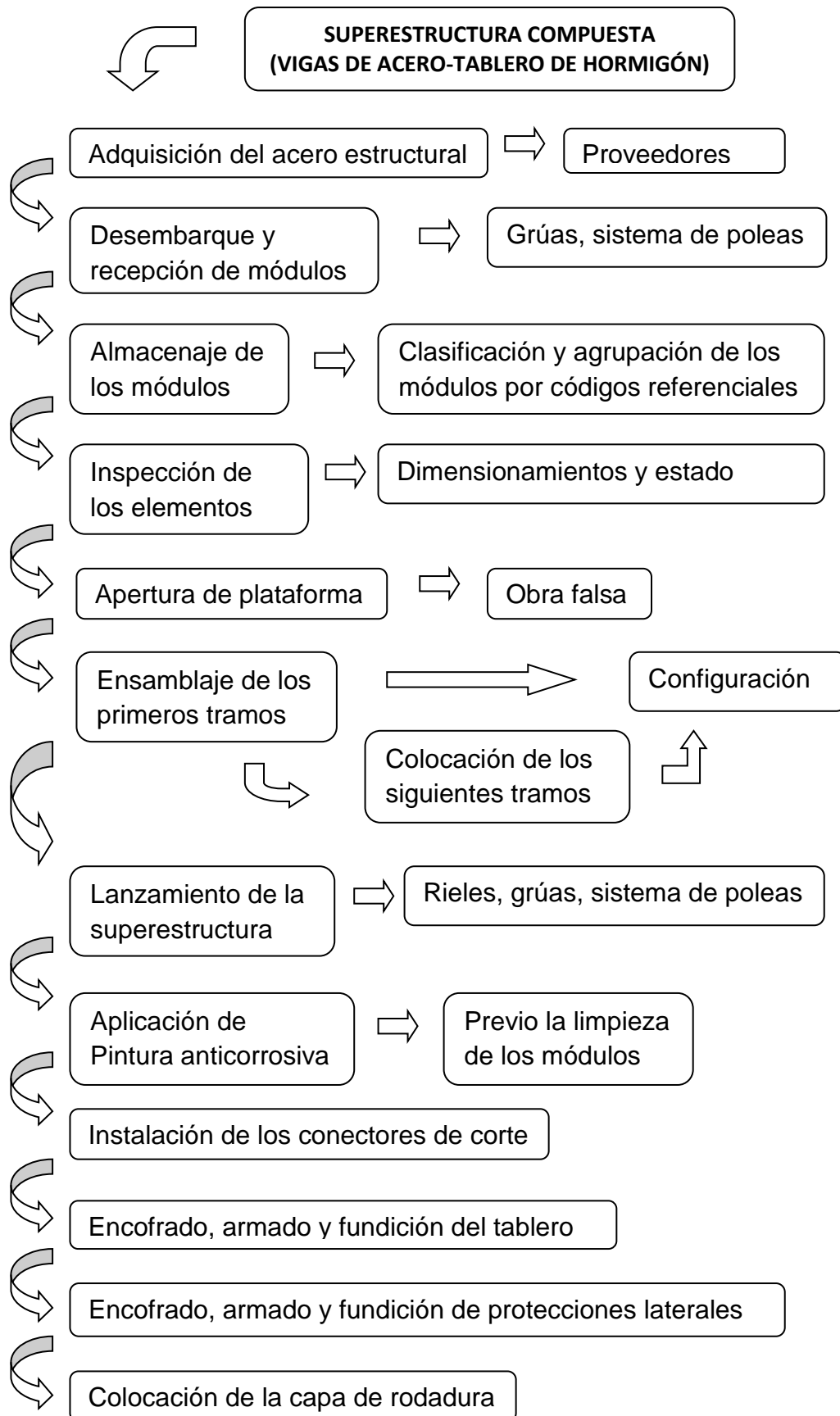
Fig. 6.9 Encofrado de protecciones laterales (parapeto) [65]

13. Colocación de la capa de rodadura. (carpeta asfáltica). Estructura que debe evitar la acumulación de agua dada por precipitaciones sobre el tablero del puente, para ello es necesario proporcionar a la calzada el bombeo lateral requerido, en el caso de que el tráfico se tenga en dos sentidos se tiene que considerar la doble pendiente transversal. Se establece una pendiente transversal del eje longitudinal del puente a cada uno de los bordes laterales mínima del 1%.



Fig. 6.10 Compactación de capa de rodadura [61]

Cuadro 6.1 Esquema del proceso constructivo



CAPÍTULO 7

PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTO

7.1. IMPORTANCIA [67]

Los precios unitarios son un modelo matemático que sirven para adelantar el resultado referente al costo de una situación relacionada con una actividad sometida a estudio dentro del proceso constructivo del puente diseñado.

El presupuesto es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista expresada en valores y términos financieros que debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas. La importancia del presupuesto radica en realizar una proyección seria y fundada sobre movimientos económicos y el aprovechamiento de los recursos que se manejen. Así, el presupuesto sirve para evitar el caos al generarse más gastos de lo necesario o incluso al no controlar las ganancias o entradas de capital que se realicen.

7.2. DEFINICIONES [36]

Rubro

Representa cada una de las actividades a realizarse en las que se incluyen los precios unitarios referente a los recursos necesarios para que se lleve a cabo. Actividades en una obra detalladas en planos (cantidad de elemento a ejecutar) y especificaciones (calidad y características técnicas).

Precios unitarios

Representa el costo por unidades de obra para cada rubro, en el que intervienen factores tales como:

- **Rendimiento:** cantidad de trabajo que se obtiene de los recursos cuantificada por hora o jornada.
- **Cuadrilla:** mano de obra representada por un número determinado de obreros.
- **Recursos:** herramienta, maquinaria, materiales y transporte.

Unidades de obra

Cada una de las partes en que puede dividirse el proyecto a efecto de cálculo del presupuesto, de forma que primero se determina el costo total de cada una de esas partes (precios unitarios), a continuación se determina el número de veces que se repite cada una de estas unidades de obra (medición o volúmenes de obra), y finalmente se procede a la valoración sumando el producto de precios unitarios por las mediciones halladas. Cada unidad de obra se expresa con la unidad de la magnitud física más característica en función de la disponibilidad del precio unitario y de la facilidad de medición.

Estado de mediciones (volúmenes de obra)

Es el conjunto de operaciones realizado sobre cada unidad de obra para obtener su cantidad o determinación de sus dimensiones.

Presupuesto

Estimación del costo de la realización de una determinada construcción, considerando las cantidades de obra que la integran y los precios unitarios actualizados de cada uno de los conceptos.

- **Costos directos**
Representa la suma de los costos de herramienta, equipo, mano de obra, materiales y transporte.
- **Costos indirectos**
Representa a gastos administrativos, fiscalización, imprevistos, financiamiento, impuestos y utilidades.

Programa de obra

Planeación en la ejecución de las partidas de una obra, la cual depende de las cantidades de obra, el rendimiento de los grupos de trabajo y del personal con que se cuente. El programa de obra arroja necesidades de inversión por semana, quincena y por meses.

7.3. PRECIOS UNITARIOS [11]

Los precios unitarios son analizados para cada rubro en función de su unidad detallado en valores parciales por: equipo (maquinaria, herramienta) (M), mano de obra (N), materiales (O) y Transporte (P) incluido en materiales.

Estos valores parciales son obtenidos mediante el producto del costo-hora (tarifa por cantidad) por su respectivo rendimiento (u/hora).

El costo directo total es la suma de los valores parciales indicados (M+N+O+P) más los costos indirectos. Los costos indirectos representan el 20% de los costos directos.

$$C = A \times B \quad (7.1)$$

$$D = C \times R \quad (7.2)$$

$$CI = (20/100) \times CD \quad (7.3)$$

$$CT = CD + CI \quad (7.4)$$

Donde:

- A = cantidad (u)
- B = tarifa por unidad (USD/u)
- C = costo hora (USD)
- D = costo directo (USD)
- R = rendimiento (u/hora)
- CI , CD , CT = costos indirectos, directos, y costo total (USD)

A continuación se detalla el análisis de precios unitarios para cada rubro considerado en el diseño de la superestructura sobre el río Piedra Fina II:

Cuadro 7.1 Precios unitarios por rubro

Hoja 1 de 35

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

VIGAS METALICAS DE ACERO
ESTRUCTURAL ASTM A 588

UNIDAD: kg.

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Motosoldadora	2,00	1,00	2,00	0,0250	0,05
Equipo de oxicorte	2,00	1,75	3,50	0,0250	0,09
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,0250	0,04
Equipo de campo	1,00	1,75	1,75	0,0250	0,04
Grua de patio	1,00	7,19	7,19	0,0250	0,18
Grua telescopica	1,00	12,18	12,18	0,0250	0,30
SUBTOTAL M					0,71
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	8,00	2,78	22,24	0,0250	0,56
Maestro secap	4,00	2,82	11,28	0,0250	0,28
Ayudante de maquinaria	2,00	2,94	5,88	0,0250	0,15
Maestro especializacion soldador	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Operador grúa estacionaria	2,00	3,02	6,04	0,0250	0,15
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,0250	0,08
SUBTOTAL N					1,35
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 588	kg	1,0500	1,62	1,70	
OXIGENO	m3	0,0200	11,70	0,23	
MATERIAL OBRA FALSA	global	1,0000	0,04	0,04	
SUBTOTAL O					2,03
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4,09
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,82
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					4,91
VALOR OFERTADO:					4,91

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

RIGIDIZADORES TRANSVERSALES
ACERO ASTM A-36

UNIDAD: kg.

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,0250	0,01
Motosoldadora	2,00	1,00	2,00	0,0250	0,05
Equipo de oxicorte	2,00	1,75	3,50	0,0250	0,09
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,0250	0,04
Equipo de campo	1,00	1,75	1,75	0,0250	0,04
Grua de patio	1,00	7,19	7,19	0,0250	0,18
Grua telescopica	1,00	12,18	12,18	0,0250	0,30
SUBTOTAL M					0,71
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	6,00	2,78	16,68	0,0250	0,42
Maestro secap	4,00	2,82	11,28	0,0250	0,28
Ayudante de maquinaria	2,00	2,94	5,88	0,0250	0,15
Operador grúa estacionaria	2,00	3,02	6,04	0,0250	0,15
Maestro especializacion soldador	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,0250	0,08
SUBTOTAL N					1,21
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	kg	1,0500	1,48	1,55	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					1,66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,59
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,72
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					4,31
VALOR OFERTADO:					4,31
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: CONTRAVIENTOS
HORIZONTALES (DIAFRAGMAS)
A 36 UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,0250	0,01
Equipo de oxicorte	2,00	1,75	3,50	0,0250	0,09
Equipo de taller	2,00	1,75	3,50	0,0250	0,09
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,0250	0,03
SUBTOTAL M					0,21
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,0250	0,14
Maestro especializacion soldador	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Maestro secap	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,0250	0,08
SUBTOTAL N					0,50
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 36	kg	1,0500	1,62	1,70	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					1,88
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,58
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,52
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3,10
VALOR OFERTADO:					3,10

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

CONTRAVIENTOS VERTICALES
(DIAGONALES) A 36

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,0250	0,01
Equipo de oxicorte	2,00	1,75	3,50	0,0250	0,09
Equipo de taller	2,00	1,75	3,50	0,0250	0,09
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,0250	0,03
SUBTOTAL M					0,21
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Categoria v maestro electronico espec.	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Maestro especializacion soldador	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Maestro secap	2,00	2,82	5,64	0,0250	0,14
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,0250	0,08
SUBTOTAL N					0,50
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 36	kg	1,0000	1,62	1,62	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					1,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,50
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,50
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3,00
VALOR OFERTADO:					3,00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

PLACA DE ACERO ASTM A-36
(26cmx14cmx1cm)

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de oxicorte	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,2500	0,25
SUBTOTAL M					1,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,2500	1,39
Maestro especializacion soldador	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Maestro secap	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	0,25	3,03	0,76	0,2500	0,19
SUBTOTAL N					2,99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Placa de acero ASTM A-36 (0.30x0.2x0.01)	u	1,0500	6,97	7,32	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					7,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11,66
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					2,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					14,00
VALOR OFERTADO:					14,00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

PLACA DE ACERO ASTM A-36
(22cmx16cmx1cm)

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de oxicorte	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,2500	0,25
SUBTOTAL M					1,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Peon	2,00	2,78	5,56	0,2500	1,39
Maestro especializacion soldador	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Maestro secap	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	0,25	3,03	0,76	0,2500	0,19
SUBTOTAL N					2,99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Placa de acero ASTM A-36 (0.30x0.2x0.01)	u	1,0500	6,97	7,32	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					7,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11,66
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					2,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					14,00
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					14,00
VALOR OFERTADO:					14,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: PLACA DE ACERO ASTM A-36
(28cmx14cmx1cm)

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de oxicorte	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,2500	0,25
SUBTOTAL M					1,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,2500	1,39
Maestro especializacion soldador	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Maestro secap	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	0,25	3,03	0,76	0,2500	0,19
SUBTOTAL N					2,99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Placa de acero ASTM A-36 (0.30x0.2x0.01)	u	1,0500	6,97	7,32	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					7,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11,66
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				20,00%	2,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					14,00
VALOR OFERTADO:					14,00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: CONTRAVIENTO HORIZONTAL
(DIAGONALES INFERIORES)
ASTM A 36 UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de oxicorte	2,00	1,75	3,50	0,2500	0,88
Equipo de taller	2,00	1,75	3,50	0,2500	0,88
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,2500	0,25
SUBTOTAL M					2,05
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,2500	1,39
Maestro especializacion soldador	2,00	2,82	5,64	0,2500	1,41
Maestro secap	2,00	2,82	5,64	0,2500	1,41
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2500	0,76
SUBTOTAL N					4,97
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 36	kg	1,0000	1,62	1,62	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2500	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					1,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8,82
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,76
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					10,58
VALOR OFERTADO:					10,58
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

CONECTORES DE CORTE TIPO
PERNO 750/400

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de oxicorte	2,00	1,75	3,50	0,2500	0,88
Equipo de taller	2,00	1,75	3,50	0,2500	0,88
Motosoldadora	1,00	1,00	1,00	0,2500	0,25
SUBTOTAL M					2,05
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,2500	1,39
Maestro especializacion soldador	2,00	2,82	5,64	0,2500	1,41
Maestro secap	2,00	2,82	5,64	0,2500	1,41
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2500	0,76
SUBTOTAL N					4,97
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	kg	1,0000	1,48	1,48	
ELECTRODO	kg	0,0200	2,64	0,05	
OXIGENO	m3	0,0100	11,70	0,12	
MATERIAL OBRA FALSA	global	0,2000	0,04	0,01	
SUBTOTAL O					1,66
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8,68
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,74
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					10,41
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 10,41

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: PERNO A-490 D=1,588cm

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
SUBTOTAL M					0,49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Ayudante de fierrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2500	0,76
SUBTOTAL N					2,17
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
PERNO DE ACERO A-490 D=3/4" H=1 1/2"	u	1,0000	3,25	3,25	
ARANDELAS PLANAS DE ACERO SAE1010	u	2,0000	0,25	0,50	
TUERCA HEXAGONAL LIVIANA DE ACERO A-194	u	1,0000	1,75	1,75	
SUBTOTAL O					5,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8,16
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,63
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					9,79
VALOR OFERTADO:					9,79

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: PERNO A-490 D=1,905cm

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
SUBTOTAL M					0,49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Ayudante de fierrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2500	0,76
SUBTOTAL N					2,17
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
PERNO DE ACERO A-490 D=3/4" H=1 1/2"	u	1,0000	3,58	3,58	
ARANDELAS PLANAS DE ACERO SAE1010	u	2,0000	0,25	0,50	
TUERCA HEXAGONAL LIVIANA DE ACERO A-194	u	1,0000	1,75	1,75	
SUBTOTAL O					5,83
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8,49
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,70
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					10,18
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA VALOR OFERTADO:					10,18

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

PERNO A-490 D=2,54cm

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
SUBTOTAL M					0,49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ferrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Ayudante de ferrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2500	0,76
SUBTOTAL N					2,17
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
PERNO DE ACERO A-490 D=3/4" H=1 1/2"	u	1,0000	4,12	4,12	
ARANDELAS PLANAS DE ACERO SAE1010	u	2,0000	0,25	0,50	
TUERCA HEXAGONAL LIVIANA DE ACERO A-194	u	1,0000	1,75	1,75	
SUBTOTAL O					6,37
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9,03
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,81
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					10,83
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA VALOR OFERTADO:					10,83

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

PERNO A-490 D=3,493cm

UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2500	0,05
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2500	0,44
SUBTOTAL M					0,49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Ayudante de fierrero	1,00	2,82	2,82	0,2500	0,71
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2500	0,76
SUBTOTAL N					2,17
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
PERNO DE ACERO A-490 D=3/4" H=1 1/2"	u	1,0000	4,83	4,83	
ARANDELAS PLANAS DE ACERO SAE1010	u	2,0000	0,25	0,50	
TUERCA HEXAGONAL LIVIANA DE ACERO A-194	u	1,0000	1,75	1,75	
SUBTOTAL O					7,08
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9,74
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,95
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					11,68
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					11,68
VALOR OFERTADO:					11,68

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

PINTURA ANTICORROSIVA

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A		B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,2000	0,04
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,2000	0,35
SUBTOTAL M					0,39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A		B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil	2,00	2,82	5,64	0,2000	1,13
Pintor	1,00	2,82	2,82	0,2000	0,56
Ayudante de pintor	1,00	2,82	2,82	0,2000	0,56
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,2000	0,61
SUBTOTAL N					2,86
MATERIALES					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C = A x B
PINTURA ANTICORROSIVA		gl	0,0500	14,69	0,73
LIJA		hoja	0,3000	0,67	0,20
TINER		gl	0,0800	8,94	0,72
SUBTOTAL O					1,65
TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			4,90
		INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%			0,98
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			5,88
		VALOR OFERTADO:			5,88

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
CON MADERA DE MONTE (PARA
TABLERO)

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,7500	0,15
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,7500	1,31
SUBTOTAL M					1,46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,7500	4,17
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,7500	2,12
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,7500	2,27
SUBTOTAL N					8,56
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
RIELES PARA ENCOFRADO	u	0,4500	1,15	0,52	
PINGOS	m	2,4000	0,83	1,99	
TABLA DE MONTE 0,30M	m	0,8300	0,80	0,66	
ACEITE QUEMADO	gl	0,0600	0,50	0,03	
CLAVOS	kg	0,1500	0,78	0,12	
ALAMBRE GALVANIZADO NO.16	kg	0,0500	2,10	0,11	
SUBTOTAL O					3,43
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					13,45
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					2,69
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					16,13
VALOR OFERTADO:					16,13

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ENCOFRADO Y
DESENCOFRADO CON MADERA
DE MONTE (PARAPETO)

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,7500	0,15
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,7500	1,31
SUBTOTAL M					1,46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,7500	4,17
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,7500	2,12
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,7500	2,27
SUBTOTAL N					8,56
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
RIELES PARA ENCOFRADO	u	0,4500	1,15	0,52	
PINGOS	m	2,4000	0,83	1,99	
TABLA DE MONTE 0,30M	m	0,8300	0,80	0,66	
ACEITE QUEMADO	gl	0,0600	0,50	0,03	
CLAVOS	kg	0,1500	0,78	0,12	
ALAMBRE GALVANIZADO NO.16	kg	0,0500	2,10	0,11	
SUBTOTAL O					3,43
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					13,45
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					2,69
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					16,13
VALOR OFERTADO:					16,13

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M500

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JOR /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M501

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M502

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M503

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M504

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDA D	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENT O	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDA D	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENT O	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M505

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M506

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M507

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M508

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M509

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
					0,00
					0,00
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES:					20,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO:
					1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M510

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ferrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de ferrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY = 4200 UNIDAD: kg
KG/CM2 M511

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA VALOR OFERTADO:					1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M512

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 1,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO FY = 4200
KG/CM2 M513

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	2,00	1,00	2,00	0,0150	0,03
Herramienta menor	0,20	0,20	0,04	0,0150	0,00
SUBTOTAL M					0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Ayudante de fierrero	2,00	2,82	5,64	0,0150	0,08
Maestro de obra	0,25	2,82	0,71	0,0150	0,01
SUBTOTAL N					0,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,0500	1,21	1,27	
ALAMBRE GALVANIZADO NO. 18	kg	0,0500	2,37	0,12	
SUBTOTAL O					1,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,92
VALOR OFERTADO:					1,92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: DRENES CON TUBERIA PVC
110MM

UNIDAD: m

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0,33
SUBTOTAL M					0,33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante en general	1,00	2,82	2,82	0,7500	2,12
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,7500	2,12
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,7500	2,27
SUBTOTAL N					6,50
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
TUBO PVC 110MM	m	1,0500	2,86	3,00	
SUBTOTAL O					3,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9,83
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					1,97
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					11,80
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA					VALOR OFERTADO: 11,80

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

HORMIGON SIMPLE F' C = 280 KG/CM2

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,9000	0,18
CONCRETERA BMO 750	1,00	9,50	9,50	0,9000	8,55
Vibrador	1,00	2,42	2,42	0,9000	2,18
SUBTOTAL M					10,91
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Peon	10,00	2,78	27,80	0,9000	25,02
Albañil	2,00	2,82	5,64	0,9000	5,08
Maestro de obra	1,00	2,82	2,82	0,9000	2,54
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,9000	2,73
SUBTOTAL N					35,36
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
CEMENTO	kg	410,0000	0,15	61,50	
ARENA	m3	0,6500	8,00	5,20	
RIPIO	m3	0,9500	10,63	10,10	
AGUA	m3	0,1880	0,92	0,17	
ADITIVOS	glb	0,1000	1,25	0,13	
SUBTOTAL O					77,10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					123,37
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					24,67
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					148,04
VALOR OFERTADO:					148,04

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

HORMIGON SIMPLE F'c = 240 KG/CM2

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,9000	0,18
CONCRETERA BMO 750	1,00	9,50	9,50	0,9000	8,55
Vibrador	1,00	2,42	2,42	0,9000	2,18
SUBTOTAL M					10,91
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	10,00	2,78	27,80	0,9000	25,02
Albañil	2,00	2,82	5,64	0,9000	5,08
Maestro de obra	1,00	2,82	2,82	0,9000	2,54
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,9000	2,73
SUBTOTAL N					35,36
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
CEMENTO	kg	390,0000	0,15	58,50	
ARENA	m3	0,6500	8,00	5,20	
RIPIO	m3	0,9500	10,63	10,10	
AGUA	m3	0,1880	0,92	0,17	
ADITIVO	m3	0,1000	1,25	0,13	
SUBTOTAL O					74,10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					120,37
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					24,07
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					144,44
VALOR OFERTADO:					144,44

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

CARPETA ASFALTICA 02"

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Distribuidor de asfalto	1,00	32,00	32,00	0,1500	4,80
Cargadora frontal	1,00	22,00	22,00	0,1500	3,30
Planta asfaltica	1,00	125,00	125,00	0,1500	18,75
Rodillo compactador	1,00	22,00	22,00	0,1500	3,30
SUBTOTAL M					30,15
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORN /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	6,00	2,78	16,68	0,1500	2,50
Ayudante en general	4,00	2,82	11,28	0,1500	1,69
Operador equipo pesado 2	5,00	3,02	15,10	0,1500	2,27
SUBTOTAL N					6,46
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
MATERIAL FINO CRIBADO	m3	0,1000	11,30	1,13	
MATERIAL GRANULAR	m3	0,1000	11,30	1,13	
ASFALTO AP-3 RC-350	kg	4,0000	0,20	0,80	
SUBTOTAL O					3,06
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					39,67
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					7,93
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					47,60
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA VALOR OFERTADO:					47,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

SEÑALIZACION EN CALZADA

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1,00	0,20	0,20	0,5000	0,10
Equipo de taller	1,00	1,75	1,75	0,5000	0,88
SUBTOTAL M					0,98
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2,00	2,78	5,56	0,5000	2,78
Pintor	3,00	2,82	8,46	0,5000	4,23
Ayudante de pintor	3,00	2,82	8,46	0,5000	4,23
Inspector	1,00	3,03	3,03	0,5000	1,52
SUBTOTAL N					12,76
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
PINTURA ASFALTICA	gl	0,0500	6,80	0,34	
SUBTOTAL O					0,34
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					14,07
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20,00%					2,81
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					16,88
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA VALOR OFERTADO:					16,88

7.4. Volúmenes de obra

Los volúmenes de obra sirven para establecer la cantidad necesaria correspondiente a cada rubro definido, estos volúmenes se obtienen de los planos estructurales correspondientes, tomando en cuenta sus valores netos y especificaciones generales, como se muestra en el cuadro 7.2.

Cuadro 7.2 Volúmenes de obra

COL. 1	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
		ESTRUCTURA METÁLICA		
1	506413	VIGAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 588	kg.	88.234,00
2	506113	RIGIDIZADORES TRANSVERSALES ACERO ASTM A-36	kg.	2.009,60
3	510179	CONTRAVIENTOS HORIZONTALES (DIAFRAGMAS) A-36	kg	1.903,50
4	510181	CONTRAVIENTOS VERTICALES (DIAGONALES) A-36	kg	2.056,98
5	510182-A	PLACA DE ACERO ASTM A-36 (26cmx14cmx1cm)	u	150,00
6	510182-B	PLACA DE ACERO ASTM A-36 (22cmx16cmx1cm)	u	15,00
7	510182-C	PLACA DE ACERO ASTM A-36 (28cmx14cmx1cm)	u	6,00
8	510183	CONTRAVIENTO HORIZONTAL (DIAGONALES INFERIORES) ASTM A-36	kg	868,15
9	510178	CONECTORES DE CORTE TIPO PERNO 750/400	u	600,00
10	510184	PERNO A-490 D=1,588cm	u	183,00
11	510185	PERNO A-490 D=1,905cm	u	630,00
12	510186	PERNO A-490 D=2,54cm	u	72,00
13	510187	PERNO A-490 D=3,493cm	u	6,00
14	500618	PINTURA ANTICORROSIVA	m2	1.618,61
		ENCOFRADO		
15	500190	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CON MADERA DE MONTE (PARA TABLERO)	m2	468,00
16	500190	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CON MADERA DE MONTE (PARA PARAPETO)	m2	235,80
		ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{KG}/\text{CM}^2$ EN TABLERO		
17	510162	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M500	kg	4.252,50
18	510163	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M501	kg	3.355,94
19	510164	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M502	kg	943,86
20	510165	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M503	kg	880,93
21	510166	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M504	kg	2.512,29
22	510167	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M505	kg	718,79
23	510168	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M506	kg	885,60
24	510169	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M507	kg	253,38
25	510170	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M508	kg	195,76
		ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{KG}/\text{CM}^2$ EN PROTECCIONES LATERALES (PARAPETO)		
26	510171	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M509	kg	1.380,13
27	510172	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M510	kg	662,80
28	510173	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M511	kg	39,88
29	510174	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M512	kg	805,43
30	510175	ACERO DE REFUERZO $FY = 4200\text{ KG}/\text{CM}^2$ M513	kg	255,05
		DRENES		
31	500331	DRENES CON TUBERIA PVC 110MM	m	11,20
		HORMIGÓN $f'c = 280\text{ KG}/\text{CM}^2$ EN TABLERO		
32	510176	HORMIGON SIMPLE $F' C = 280\text{ KG}/\text{CM}^2$	m3	137,00
		HORMIGÓN $f'c = 240\text{ KG}/\text{CM}^2$ EN PROTECCIONES LATERALES (PARAPETOS)		
33	510177	HORMIGON SIMPLE $F' C = 240\text{ KG}/\text{CM}^2$	m3	38,27
		CARPETA DE RODADURA		
34	500355	CARPETA ASFALTICA 02"	m2	450,00
35	510185	SEÑALIZACION EN CALZADA	m2	20,25

7.5. Presupuesto

El presupuesto se halla con la suma de los productos entre los volúmenes de obra y los precios unitarios correspondientes a cada rubro, como se muestra en el cuadro 7.3.

Cuadro 7.3 Presupuesto

COL. 1	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
		ESTRUCTURA METÁLICA				
1	506413	VIGAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 588	kg.	88234,00	4,81	424454,95
2	506113	RIGIDIZADORES TRANSVERSALES ACERO ASTM A-36	kg.	2009,60	4,31	8652,53
3	510179	CONTRAVIENTOS HORIZONTALES (DIAFRAGMAS) A-36	kg	1903,50	3,01	5721,92
4	510181	CONTRAVIENTOS VERTICALES (DIAGONALES) A-36	kg	2056,98	3,00	6179,70
5	510182-A	PLACA DE ACERO ASTM A-36 (26cmx14cmx1cm)	u	150,00	13,58	2036,55
6	510182-B	PLACA DE ACERO ASTM A-36 (22cmx16cmx1cm)	u	15,00	13,58	203,66
7	510182-C	PLACA DE ACERO ASTM A-36 (28cmx14cmx1cm)	u	6,00	13,58	81,46
8	510183	CONTRAVIENTO HORIZONTAL (DIAGONALES INFERIORES) ASTM A-36	kg	868,15	10,58	9185,69
9	510178	CONECTORES DE CORTE TIPO PERNO 750/400	u	600,00	10,41	6246,22
10	510184	PERNO A-490 D=1,588cm	u	183,00	9,79	1790,84
11	510185	PERNO A-490 D=1,905cm	u	630,00	10,18	6414,66
12	510186	PERNO A-490 D=2,54cm	u	72,00	10,83	779,76
13	510187	PERNO A-490 D=3,493cm	u	6,00	11,68	70,09
14	500618	PINTURA ANTICORROSIVA	m2	1618,61	5,88	9522,67
		ENCOFRADO				
15	500190	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CON MADERA DE MONTE (TABLERO)	m2	468,00	16,13	7550,99
16	500190	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CON MADERA DE MONTE (PARAPETO)	m2	235,80	16,13	3804,54
		ACERO DE REFUERZO fy=4200KG/CM2 EN TABLERO				
17	510162	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M500	kg	4252,50	1,92	8161,61
18	510163	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M501	kg	3355,94	1,92	6440,89
19	510164	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M502	kg	943,86	1,92	1811,50
20	510165	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M503	kg	880,93	1,92	1690,72
21	510166	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M504	kg	2512,29	1,92	4821,71
22	510167	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M505	kg	718,79	1,92	1379,54
23	510168	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M506	kg	885,60	1,92	1699,69
24	510169	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M507	kg	253,38	1,92	486,30
25	510170	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M508	kg	195,76	1,92	375,71
		ACERO DE REFUERZO fy=4200KG/CM2 EN PROTECCIONES LATERALES (PARAPETO)				
26	510171	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M509	kg	1380,13	1,92	2648,81
27	510172	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M510	kg	662,80	1,92	1272,08
28	510173	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M511	kg	39,88	1,92	76,54
29	510174	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M512	kg	805,43	1,92	1545,82
30	510175	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2 M513	kg	255,05	1,92	489,50
		DRENES				
31	500331	DRENES CON TUBERIA PVC 110MM	m	11,20	11,80	132,12
		HORMIGÓN f'c = 280 KG/CM2 EN TABLERO				
32	510176	HORMIGON SIMPLE F'C = 280 KG/CM2	m3	137,00	148,04	20281,28
		HORMIGÓN f'c = 240 KG/CM2 EN PROTECCIONES LATERALES (PARAPETOS)				
33	510177	HORMIGON SIMPLE F'C = 240 KG/CM2	m3	38,27	144,44	5527,66
		CARPETA DE RODADURA				
34	500355	CARPETA ASFALTICA 02"	m2	450,00	47,60	21421,26
35	510185	SEÑALIZACION EN CALZADA	m2	20,25	16,88	341,90
SON :QUINIENTOS SESENTA Y TRES MIL TRESCIENTOS dólares NOVENTA centavos						573300,90

El presupuesto sirve para estimar el monto (costo total) referente a la materialización de una obra determinada con el fin de evitar el caos al generarse más gastos de lo necesario o incluso al no controlar las ganancias o entradas de capital que se realicen.

En conclusión, a base del diseño realizado conjuntamente con los rubros definidos, la construcción de la superestructura del puente sobre el río Piedra Fina II corresponde a un monto de **573300,90 USD**

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- Los puentes son de vital importancia a lo largo de la historia en el desarrollo de las sociedades. Han evolucionado en su tipología y métodos constructivos permitiendo construir puentes cada vez más altos y de mayor longitud.
- El diseño y construcción de puentes son actividades muy complejas que necesitan de la contribución de varias especialidades de la ingeniería tales como topografía, hidráulica, hidrología, geotecnia, mecánica de suelos, estructuras, etc
- Un puente es en general una obra de uso colectivo de carácter público y como tal, es necesario que además de cumplir técnicamente con los requisitos de seguridad, servicio y durabilidad, sea una construcción que se integre en el sentido más amplio de la palabra en el ambiente comunitario en la que se construye, logrando un diseño agradable, integrado al entorno.
- Se considera que el conocimiento relacionado a los criterios de diseño en los Estados Límite y de las correspondientes especificaciones para diseño y construcción de Obras de Infraestructura física es todavía incipiente dentro de las mallas curriculares vigentes para el estudio de la Carrera de Ingeniería Civil.

- Al carecer de un solo material que cumpla eficientemente con todos los requisitos técnicos, estructurales y económicos para el diseño de puentes se considera que la mejor opción es la combinación de materiales generando así secciones compuestas, que ayudan a reducir recursos y dar mejores soluciones estructurales.
- Las ventajas al implementar superestructuras de vigas metálicas ante superestructuras constituidas por vigas longitudinales de hormigón armado radican en:
 - La construcción que se la efectúa en el menor tiempo posible, sin presentar molestias en la circulación, por lo que sus vigas son lanzadas in situ mediante la manipulación de grúas, es decir, son vigas prefabricadas en talleres especializados brindando una mejor calidad en el producto.
 - La mano de obra a emplearse es menor, sin embargo, se necesita que esta sea debidamente capacitada.
 - Representa una superestructura más liviana, en la que el volumen de material es reducido, siendo más cauteloso en el aspecto hidráulico obteniendo el mayor galileo libre posible.
 - Referente al punto de vista económico es la más llamativa, debido a que, el costo de la superestructura no influye únicamente en el material que se emplee, si no en la mano de obra, herramienta, alquiler de equipos, transporte, y sobre todo en las facilidades y tiempo disponible que se presenten en la construcción.
- Las normas AASHTO LRFD son especificaciones que contemplan factores de seguridad en carga y resistencia, más acordes al comportamiento de los puentes de carretera de la actualidad.

- Para el diseño del puente sobre el río Piedra Fina II se analizan diferentes alternativas considerando las propiedades de los distintos materiales de construcción, sistema constructivo y costo aproximado, siendo estas:
 - Alternativa “A”: Puente de hormigón armado de vigas longitudinales simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.
 - Alternativa “B”: Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado.
 - Alternativa “C”: Puente de sección compuesta de vigas longitudinales simplemente apoyadas de acero y tablero de hormigón armado.

Concluyendo que la mejor alternativa es la alternativa “C”, debido a que su construcción requiere menos tiempo y estructuralmente cubre eficientemente la luz principal del tramo (L=45,00m).

- En conclusión, a base del diseño, el costo de la construcción de la superestructura del puente sobre el río Piedra Fina II corresponde a un monto de **573300,90 USD**.

RECOMENDACIONES:

- En el caso de necesitarse el diseño de puentes de medianas a grandes luces, se recomienda el empleo de superestructuras compuestas de tablero de hormigón armado y vigas de acero, lo cual incide en la economía de la vía.

- Se recomienda para el tipo de estructura elegido como alternativa óptima de sección compuesta de tablero de hormigón armado y vigas de acero se use un sistema constructivo de lanzamiento de vigas metálicas.
- Se sugiere usar señalización vial antes, durante, y después de la construcción del puente con el fin de evitar posibles accidentes.
- Se recomienda en el pensum académico de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Central incluir el diseño de superestructuras con normas actualizadas y la sociabilización del uso de las especificaciones entre los ingenieros civiles.
- Se hace imprescindible la elaboración de un manual de diseño ecuatoriano que recoja en los aspectos pertinentes los criterios de las especificaciones AASHTO LRFD para un mejor diseño de las estructuras de puentes en el país.
- De la ejecución del presente trabajo de grado se propone como futuros temas de tesis los siguientes:
 - Aplicación de las especificaciones ASSHTO LRFD en el diseño de estructuras de puentes en hormigón pretensado y postensado.
 - Tipos de secciones compuestas, como vigas de acero y tablero de madera tensada, vigas postensadas de hormigón armado y tablero de madera tensada aplicada a puentes de carretera.
 - Análisis estructural de vigas de acero de sección variable y distinta geometría de puentes de carretera.

- Estudios de configuraciones geométricas de ensamblaje para sistemas de arriostramiento en vigas de puentes de carretera.
- Estudio de sistemas constructivos para puentes de secciones compuestas.
- Estudio de rendimientos de la construcción en superestructuras de puentes.
- Estudio de aplicaciones AASHTO LRFD en el diseño de elementos de infraestructura de puentes.

BIBLIOGRAFÍA

1. GONZALO PIZARRO, Cantón. Unidad Educativa a Distancia "Juan Ramón Jiménez Herrera". Nueva Loja. 2009. 1 página. Fecha de consulta: 17/05/2012. Disponible en: <http://www.uedsucumbios.edu.ec/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=15>
2. ViajandoX Consultores. Cantón El Chaco. Copyright. Ciudad desconocida. 2011. 1 página. Fecha de consulta: 04/05/2012. Disponible en: <<http://www.viajandox.com/napo/el-chaco-canton.htm>>
3. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Estudios efectuados para el diseño sobre el río Piedras Finas II. Información digital. Quito. 2012. Estudio topográfico. Estudio hidráulico e hidrológico. Estudio geofísico. Fecha de consulta: 16/03/2012.
4. Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Organización Mundial de la Salud (OMS). Lecciones Aprendidas sobre los Efectos de las Erupciones Volcánicas en el Ecuador, en los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado. Ciudad desconocida. 2002. 84 páginas. Fecha de consulta: 22/05/2012. Disponible en: <<http://helid.digicollection.org/en/d/Js8247s/7.1.4.html>>
5. Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional para las Américas de la Organización Mundial de la Salud (OPS/OMS). El proceso eruptivo del volcán El Reventador Informe Ejecutivo 3. 2002. 13 páginas. Fecha de consulta: 17/05/2012. Disponible en: <<http://www.paho.org/Spanish/dd/PED/EfectVolcRevCap2.pdf>>

6. ECOCIENCIA. Fundación Ecuatoriana de Estudios Ecológicos. PROYECTO CAMBIO CLIMATICO Y FORTALECIMIENTO A GOBIERNOS LOCALES (FGL III) EcoCiencia. Esquemas para la Retribución por Servicios Ambientales Hídricos y Mitigación del Cambio Climático en el Manejo Integral de la Subcuenca Quijos-Coca. Editorial desconocida. Quito. 2010. 51 páginas. Fecha de consulta: 23/05/2012.
Disponble en:
<<http://www.ecociencia.org/archivos/DocumentoEsquemaRetribucionServiciosAmbientales-110906.pdf>>
7. ECOCIENCIA. Fundación Ecuatoriana de Estudios Ecológicos. Gonzalo Pizarro en Cifras. Sobocgrafic. Quito. 2006. 16 páginas. Fecha de consulta: 21/05/2012. Disponible en:
<http://www.parksinperil.org/espanol/files/gonz_piza_cifras_027.pdf>
8. SENPLADES Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo. Agenda Zonal de Planificación 2 para el buen vivir provincias de Napo, Orellana y Pichincha. Quito. Imprenta Monsalve Moreno. 2010. 76 páginas. Fecha de consulta: 17/05/2012. Disponible en:
<http://www.pnud.org.ec/art/frontEnd/images/objetos/agenda_2.pdf>
9. RODRÍGUEZ E. Fabián. Programa parques en peligro. Caracterización de los sistemas productivos. Parroquia LUMBAQUI. Primer Informe. Fundación ANTISANA. Lumbaqui. 2005. 71 páginas. Fecha de consulta: 21/05/2012. Disponible en:
<http://www.parksinperil.org/espanol/files/sist_prod_cristal_018.pdf>

- 10.**AASHTO Especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD. Unidades SI, Edición 2004. Traducción al castellano INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL. INTI. CIRSOC. Fecha de consulta: 12/11/2012 Disponible en <<http://www.inti.gov.ar/cirsoc/biblioteca.htm>>
- 11.**Cámara de la Construcción. Revista “Construcción”. N- 225. Noviembre – Diciembre de 2012. Quito. 86 páginas. Fecha de consulta: 29/11/2012.
- 12.**AYABACA CAZAR, Teresa. Apuntes de Puentes. Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemáticas. Ingeniería Civil. Universidad Central del Ecuador. Quito. 2011-2012.
- 13.**CAMPOS DURÁN, Sergio. Evaluación Sísmica de puentes con amortiguadores viscosos. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Facultad de Ingeniería Civil. Área de Posgrado. Morelia Michoacán México. 66 páginas. Fecha de consulta: 10/10/2012. Disponible en: <<http://bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083/jspui/bitstream/123456789/1516/1/EVALUACIONSIMICADEPUENTESCONAMORTIGUADORESVISCOSOS.pdf>>
- 14.**CEMLA. Ventajas ambientales en la utilización de la madera para superestructuras de puentes. Scribd Inc. 2012. 67 páginas. Fecha de consulta: 15/10/2012. Disponible en: <<http://es.scribd.com/doc/50046279/TEXT0>>

- 15.**Ministerio de Transporte. MANUAL PARA EL MANTENIMIENTO DE LA RED VIAL SECUNDARIA (PAVIMENTADA Y EN AFIRMADO). Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá. 25 páginas. Fecha de consulta: 16/10/2012. Disponible en: <<http://web.mintransporte.gov.co:8080/PLANVIAL/images/stories/documentos/puentes1a1>>
- 16.**LOZANO, Arvey. Presupuestos. Proyecto para optar por el título de Administradores de Empresas. Fundación Universitaria Luis Amigó. Palmira. Colombia. 2000. Fecha de consulta: 10/10/2013. Disponible en: <http://www.monografias.com/trabajos3/presupuestos/presupuestos.shtml>
- 17.** QUINTANS C. Puentes Bailey. Tectónica arquitectura tecnología y construcción. Tectonicablog. Barcelona. 2010. Fecha de consulta: 11/06/2012. Disponible en: <<http://tectonicablog.com/?p=13440>>
- 18.**MASTROCOLA, Víctor. Trabajo de graduación previo a la obtención del título de Ingeniería Mecánica. Mantenimiento para puentes metálicos tipo trabe, bailey y de armadura. Escuela Politécnica Nacional. Escuela de Ingeniería. 2007. 224 páginas. Fecha de consulta: 03/07/2012. Disponible en: <<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/126/1/CD-0529.pdf>>
- 19.**HIGALGO E HIDALGO S.A. Constructores. Puentes. Industria Metal Mecánica. 2012. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en < <http://www.imm.com.ec/puentes.html>>

- 20.**AIU. Cueva del Ingeniero Civil. Puentes de hormigón armado. Asunción. 2011. Fecha de consulta: 07/05/2013.
Disponible en <<http://www.cuevadelcivil.com/2010/09/puentes-de-hormigon-armado.html>>
- 21.**ESCALANTE, Víctor. Diseño de estructuras metálicas. Scribd. Santo Domingo. 2003. 172 páginas. Fecha de consulta: 06/06/2012. Disponible en: <<http://es.scribd.com/doc/38714787/Diseno-de-Estructuras-Metalicas>>
- 22.**SANCHEZ, Víctor. Puentes de sección compuesta. Lima. 2011. Fecha de consulta 07/06/2013. Disponible en <<http://es.scribd.com/doc/53677756/Puentes-de-sección-compuesta>>
- 23.**GIULIANO, Mario. DECHENT Peter. SILVA Rodrigo. UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN. FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL. MANUAL DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, MANTENCIÓN Y MONITOREO DE TABLEROS DE MADERA TENSADO. Concepción. 2011. 145 páginas. Fecha de consulta: 22/10/2012. Disponible en: <<http://www.cttmadera.cl/wpcontent/uploads/2011/08/ATT00038.pdf>>
- 24.**LOZANO, Francisco. Puentes de madera post-tensada. Ediciones Especiales. El Mercurio. Ciudad de Valdivia. Chile. 2011. Fecha de consulta: 23/10/2012. Disponible en: <<http://www.edicionesespeciales.elmercurio.com/destacadas/detalle/index.asp?idnoticia=20111116867800>>

- 25.**GIULIANO, Mario. SEMINARIO PUENTES TENSADOS UNIVERSIDAD DE CONCEPCION. CORMA Corporación chilena de la madera. Ciudad Concepción de Chile. 2009. Fecha de consulta: 12/10/2010. Disponible en: <<http://www.cttmadera.cl/2009/07/01/seminario-puentes-tensados-universidad-de-concepcion/>>
- 26.**ROJAS, Johnny. ESTRUCTURAS DE ACERO. Escuela de Ingeniería en Construcción / Instituto Tecnológico de Costa Rica. Construcción/ITCR. 2007. Fecha de consulta: 25/10/2012. Disponible en: <<http://estructurasacero.blogspot.com/2007/06/unines-entre-vigas-de-acero-y-una-losa.html>>
- 27.**NAVARRETE, Juan Carlos. Secciones Compuestas de acero método LRFD, Instituto Politécnico Nacional. Zacateco México. 2003. 147 páginas. Fecha de consulta: 16/11/2012. Disponible en: [http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4928/1/406_SECCIONES%20COMPUESTAS%20DE%20ACERO-CONCRETO%20\(METODO%20LRFD\).pdf](http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4928/1/406_SECCIONES%20COMPUESTAS%20DE%20ACERO-CONCRETO%20(METODO%20LRFD).pdf)
- 28.**PRIALE. Guía de curso de Estructuras Metálicas y Construcción Mixta. Free Libros Biblioteca Virtual. 2011. Fecha de consulta: 25/10/2012. Disponible en: <<http://www.freelibros.com/tag/estructuras>>
- 29.**ESTUPÍÑAN, Hernán. Apuntes de Hormigón Preesforzado. Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemáticas. Ingeniería Civil. Universidad Central del Ecuador. Quito. 2011-2012.

- 30.**LIUZHOU, Nanbu. Anclajes en puentes de hormigón presforzado. Guangxi, China. Alibaba. 1999. Fecha de consulta: 24/10/2012. Disponible en:
<<http://spanish.alibaba.com/product-gs/post-tension-anchorage-c-purlin-zpurlin-h-beam-516906244.html>>
- 31.**MEXPRESA. Vigas prefabricadas presforzadas. Xochimilco D.F. México. Fecha de consulta: 15/10/2012. Disponible en: <http://www.mexpresa.com/productos/vigas_p.php>
- 32.**SOLEY, Gisela. PUENTES DE FORTUNA. Universidad Politécnica de Catalunya UPC. Ciudad de Catalunya. 2012. 33 páginas. Fecha de consulta: 15/10/2012. Disponible en
<<http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/14536/1/706-TES-CA-3340.pdf>>
- 33.**QUEZADA, Iván. “Propuesta de normas para puentes de Trabes Cajón”. Trabajo de graduación previo a la obtención del título de Ingeniería Civil. Escuela Nacional de Estudios Superiores. Acatlan. UNAM. 2006. 30 páginas. Fecha de consulta: 13/06/12. Disponible en: <<http://www.construaprende.com/tesis01/11-conceptos-basicos/111-definicion-de-preesfuerzo.html>>
- 34.**Galería de Presidencia de la República del Ecuador. Archivos. Bahía de Caráquez - San Vicente. 2010. 32 elementos. Fecha de consulta: 19/10/2012. Disponible en:
<<http://www.flickr.com/photos/presidenciaecuador/archives/date-taken/2010/10/30/>>

- 35.**FLICKR – brewbooks. Reunión del Concreto. Foto Cartagena de Indias. Colombia. ASOCRETO. 2012. 3 páginas. Fecha de consulta: 25/10/2012. Disponible en: <http://www.asocreto.org.co/boletin/boletin_prefabricados5.php>
- 36.**HUACA, Nataly. ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85M DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA. Trabajo de graduación previo a la obtención del título de Ingeniería Civil Facultad Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad Central del Ecuador. Quito. 2012. 592 páginas. 05/11/2012.
- 37.**MANZUETA, Claudio. ARQHYS Arquitectura. Elementos de aleación en los aceros, componentes. (República Dominicana) Monte Plata. 2013. Fecha de consulta 15/06/2013. Disponible en <<http://www.arqhys.com/arquitectura/acero-composicion.html> l>
- 38.**RODRÍGUEZ GALBARRO, Hermenegildo. Tutorial N-101 Clasificación de los Aceros. Sevilla España. INGEMECÁNICA. 2004. Fecha de consulta: 18/01/2012. Disponible en: <http://ingemecanica.com/tutorialsemanal/tutorialn101.html>
- 39.**DENDRA, Ramón. Taller de cerrajería. Impurezas del acero. Cataluña. 2013. Fecha de consulta 15/06/2013. Disponible en <<http://webfacil.tinet.org/rdengra/12170>>
- 40.**ROMO PROAÑO, Marcelo. Acero Estructural. Escuela Politécnica del Ejército. Quito. 48 páginas. Fecha de consulta: 18/01/2012. Disponible en: <<http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon03.pdf>>

- 41.** LUISAR, Carlos. Estructuras de Acero. Ventajas y Desventajas del Uso de Acero en la Construcción. Cartago. 2007. Fecha de consulta 21/06/2013. Disponible en <
<http://estructurasacero.blogspot.com/2007/06/ventajas-y-desventajas-del-uso-de-acero.html>>
- 42.** GOMEZ, Lorenzo. Producción del acero. México D.F. 2012. Fecha de consulta 03/07/2013. Disponible en <
http://bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen2/ciencia3/080/htm/sec_7.htm
- 43.** FAZ BARAHONA, Carlos. Diseño de una torre triangular autosoportada para antena de comunicación celular de 60m de altura. Facultad de Ingeniería Mecánica. E.P.N. Quito. Junio 2012. 141 páginas. 30/10/2012. Disponible en:
<<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/2232/1/CD-2966.pdf>>
- 44.** ARANCIBIA, Fernando. Estructuras Metálicas. Ingeniería y Construcción. 2010. Fecha de consulta: 18/01/2012. Disponible en: <
<http://facingyconst.blogspot.com/2010/05/estructuras-metalicas.html>>
- 45.** VALAREZO, Diego. Estudio de la optimización de procesos de fabricación de vigas y columnas metálicas soldadas para estructuras. Escuela Politécnica Nacional. Facultad de Ingeniería. Quito. 2006. Fecha de consulta: 16/01/2012. Disponible en:
<<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/447/1/CD-0395.pdf>>

- 46.**JIMENEZ, Yeilin. Perfiles de acero en frío y caliente. Escuela de Ingeniería en Construcción / Instituto Tecnológico de Costa Rica. Ciudad de Cartago. ITCR. JUNIO DE 2007. 1 página. 30/10/2012. Disponible en: <<http://estructurasacero.blogspot.com/2007/06/perfiles-de-acero-en-fro-y-caliente.html>>
- 47.**ROJAS, Johnny. ESTRUCTURAS DE ACERO. Escuela de Ingeniería en Construcción/Instituto Tecnológico de Costa Rica. 2007. Fecha de consulta: 25/10/2012. Disponible en: <<http://estructurasacero.blogspot.com/2007/06/unines-entre-vigas-de-hacer-y-una-losa.html>>
- 48.**PFENNIGER, Francis. Arquitectura+acero. Uniones y Conexiones. Santiago de Chile. 2013. Fecha de consulta 18/06/2013. Disponible en <<http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones>>
- 49.**TRUJILLO, Rafael. Pernos Estructurales. Universidad de los Andes (ULA). Mérida Venezuela. 2012. Fecha de consulta: 20/12/2012. Disponible en <<http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/08-conexionesApernadas/8-3.html>>
- 50.**Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubulares estructurales. Ciudad de Tunja. 2013. Fecha de consulta: 21/11/2013. Disponible en <<http://www.youtube.com/watch?v=7AG-Q9M9FzM>>

- 51.**BOWLES, Joseph. DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL. EDITORIAL LIMUSA. S.A. C.V.GRUPO NORIEGA EDITORES. México. Q.F. 1993.621 páginas. Fecha de consulta: 05/11/2012. Disponible en: <<http://es.scribd.com/doc/18359441/21/REMACHES-Y-CONEXIONES-REMACHADAS>>
- 52.**TORMEX S.A. Guía de compatibilidad de perno y tuerca. México, D.F. 2012. Fecha de consulta: 19/01/2012. Disponible en: <<http://www.tormex.com/tornillos-esturcturales.shtml>>
- 53.**MARTÍNEZ, Rafael. Tornillos y Especialidades GARNIET. Catálogo de tornillos y tuercas. México. D.F. 2009. 13 páginas. Fecha de consulta: 16/01/2013. Disponible en: <<http://www.garniet.org/imagenes/catalogo.pdf>>
- 54.**RUIZ, Miguel. Diseño de miembros en cortante remaches y pernos. Capítulo 3. Diseño Mecánico MEC 2240. 16 páginas. Fecha de consulta: 16/11/2012. Disponible en: <http://www.docentes.utonet.edu.bo/mruizo/wp-content/uploads/CAP-3.pdf>
- 55.**Universidad Politécnica de Valencia. Servicio Integrado de Prevención en Riesgos Laborales. UPV Gestión. Valencia-España. 2012. Fecha de consulta: 19/01/2013. Disponible en: <<http://www.sprl.upv.es/Guiapracalummecan.htm>>
- 56.**URREGO, Natalia. Generalidades de soldadura y diseño de juntas. Mayo 2010. 26 diapositivas. 01/11/2012. Disponible en: <<http://www.slideshare.net/nurrego/generalidades-de-soldadura-y-diseo-de-juntas>>

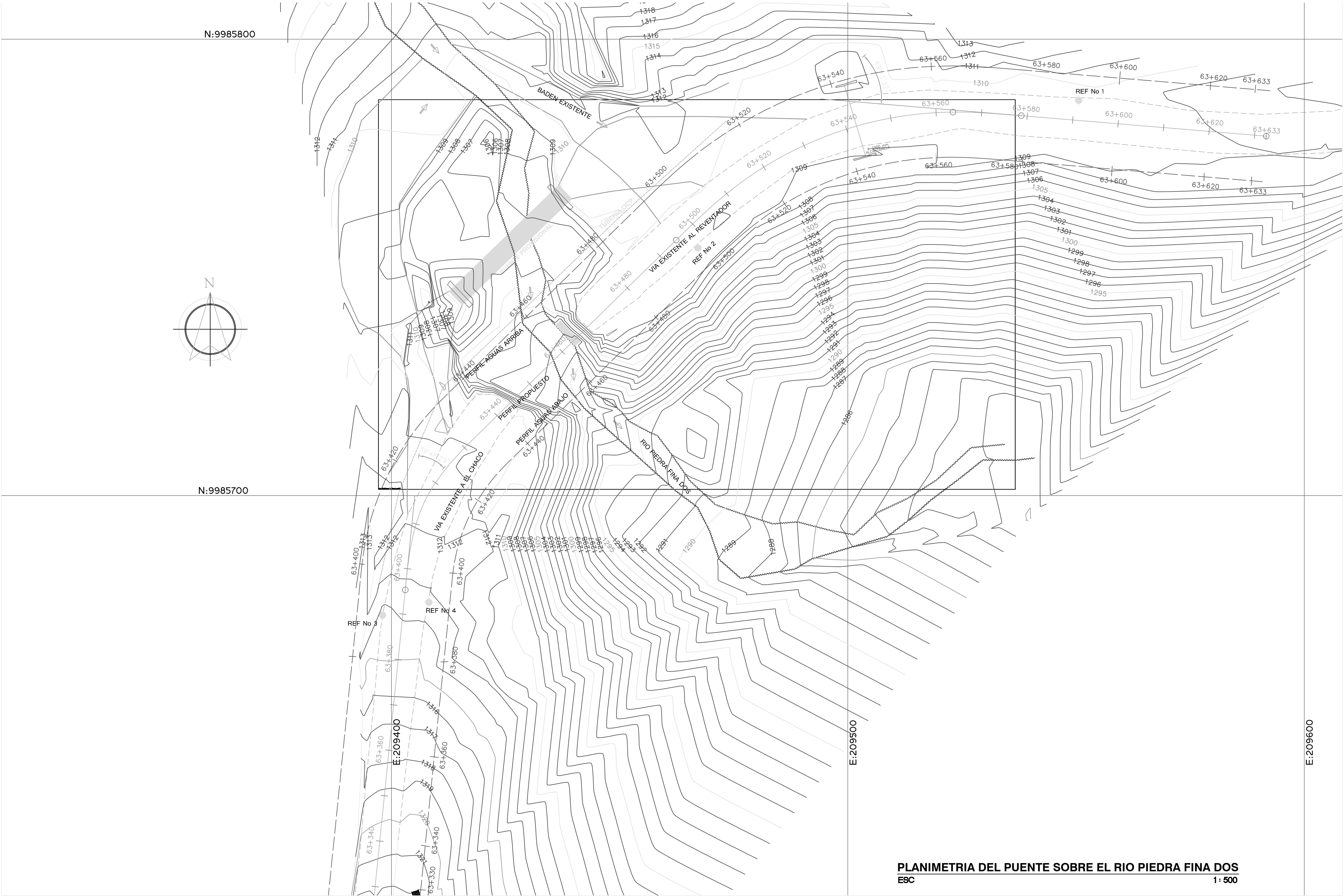
- 57.**AASHTO AWS D1.5 Especificaciones para suelda de elementos de puentes (Código de Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 2002.
- 58.**GASES CRYOGÉNICOS S.A. Electrodo. México Q.F. 2013. Fecha de consulta: 20/11/2013. Disponible en <<http://www.gasescryogenicos.com.mx/productos/material-de-aporte-para-soldadura/aceros-al-carbono/electrodos.html> >
- 59.**GARZÓN, Christian. Pernos Estructurales de Alta Resistencia. MR y Asociados Consultores S.A. Revista Ciencia. Vol.14,1,57-78. 2011. 22 páginas. Disponible en <http://biblioteca.espe.edu.ec/upload/5_Articulo_de_Mecanica.pdf>
- 60.**LEE, Dora. Shandong Zichen Energy Technology Co., Ltd. Jinan. 2012. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en: <http://spanish.alibaba.com/gs-suppliers_zichen/contactinfo.html?mseq=6743156>
- 61.**CASTILLA, Raúl. Estructuras de Acero. México. 2010. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en <<http://castillaestructuras.com.mx/s/index.html>>
- 62.**DORCARI VÁSQUEZ Coa. VIADUCTO CARACAS-LA GUAIRA UNA OBRA 100% VENEZOLANA. WordPress. Caracas. 2011. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en: <http://civilgeeks.com/2011/08/09/viaducto-caracas-la-guaira-una-obra-100-venezolana-4/>

- 63.**VILLAVERINO, Alberto. Puentes. Escuela Superior de Ávila. Ávila.España. 282 páginas. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en < <http://ocw.usal.es/eduCommons/enseanzas-tecnicas/ingenieria-civil/contenido/TEMA%207-%20PUENTES.pdf>>
- 64.**HIDALGO E HIDALGO S.A. Constructores Puentes. Industria Metal Mecánica. 2012. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en: < <http://imn.com.ec/puentes.html>>
- 65.**HARSCO INFRAESTRUCTURE. Multiform para Puentes. Costa Rica. 2013. Fecha de consulta: 12/05/2013. Disponible en <http://www.harsco-i.cr/products/encofrado_apuntalamiento/Infraestructura/MULTIFORM_puentes>
- 66.**LUDEÑA, Sandra. Funden estructura del puente en Nuevo Paraíso. Diario Centinela. Zamora. 2012. 22/11/2013. Disponible en <<http://www.diariocentinela.com.ec/funden-estructura-del-puente-en-nuevo-paraiso/>>
- 67.**LOZANO, Arvey. Presupuestos. Proyector por optar por el Título de Administradores de Empresas. Fundación Universitaria Luis Amigo. Palmira. 2000. Fecha de consulta: 10/10/2013. Disponible en <<http://www.monografias.com/trabajos3/presupuestos/presupuestos.shtml>>.

ANEXOS

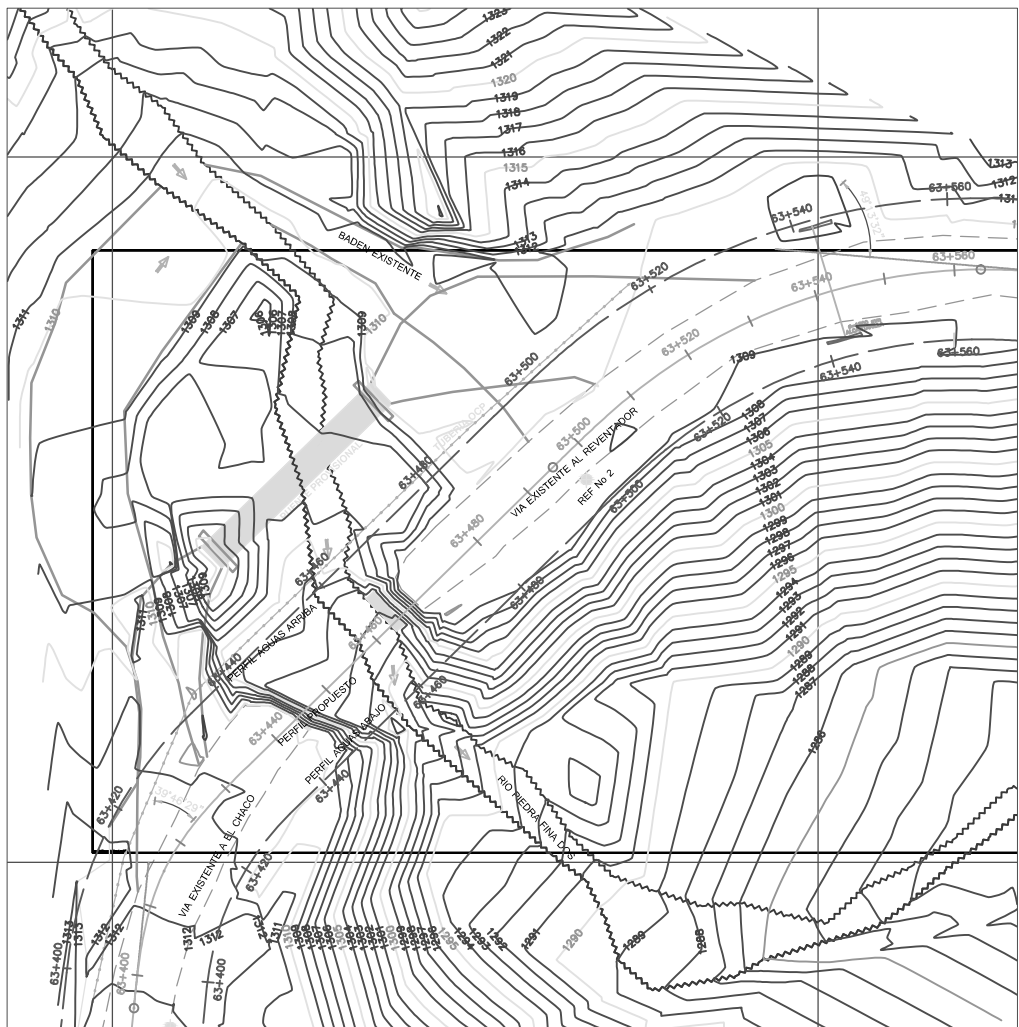
ANEXO 1

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS



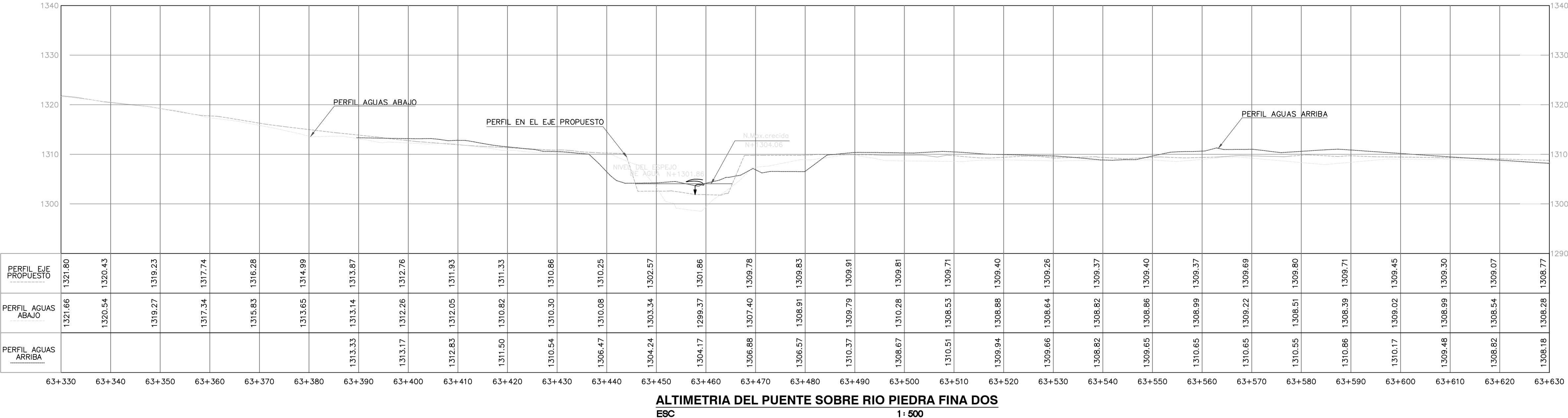
SIMBOLOGIA	
	CURVA DE NIVEL CADA 5 m
	CURVA DE NIVEL CADA 1 m
	EJE PROYECTO
	CAMINO EXISTENTE
	FILO DEL RIO
	POSTE LUZ
	CONSTRUCCION

REFERENCIAS			
NORTE	ESTE	ELEVACION	DESCRIPCION
9985786.596	209550.568	1309.831	REF1
9985754.259	209467.162	1309.204	REF 2
9985673.788	209398.055	1314.356	REF3
9985676.615	209408.207	1313.498	REF4



UBICACION

PLANIMETRIA DEL PUENTE SOBRE EL RIO PIEDRA FINA DOS
ESC 1: 500



ALTIMETRIA DEL PUENTE SOBRE RIO PIEDRA FINA DOS
ESC 1: 500

					MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS SUBSECRETARIA DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE DIRECCION DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE	
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO PIEDRA FINA DOS CARRETERA: BAEZA-NUEVA LOJA					CONTRATO N°	
CONTIENE: TOPOGRAFIA Y PERFILES					HOJA T1 DE 2	
PROVINCIA: NAPO					ESCALA: Las indicadas	
CARRETERA: BAEZA - NUEVA LOJA					FECHA: JUNIO 2011	
CLASE: TIPO IV					DIBUJO:	
ESTUDIO: DEFINITIVO					LONGITUD PUENTE: 50.00 m	
ANCHO PUENTE: 10.00 m					CONSULTOR: ING. DIEGO OLMEDO TOLEDO	
ING. DE CAMPO					ING. DE DISEÑO	
ING. PATRICIA YEPES L.P.17-6981					ING. DIEGO OLMEDO T. L.P. 17-888	
ING. DIEGO OLMEDO T. L.P. 17-888					ING. DIEGO OLMEDO T. L.P. 17-888	
SUPERVISIÓN					M.T.O.P.	
1- REVISADO					2- REVISADO	
ING. SUPERVISOR DE CAMPO					ING. COORDINADOR DE DISEÑO VIAL	
ING. COORDINADOR DE PROYECTOS VIALES					ING. DIRECTOR DE ESTUDIOS VIALES	

ANEXO 2

ESTUDIOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS

REPÚBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO
PIEDRA FINA 2

CARRETERA: BAEZA – LAGO AGRIO

PROVINCIA: SUCUMBÍOS



ESTUDIO HIDROLÓGICO –HIDRÁULICO

CONSULTOR: ING. DIEGO OLMEDO TOLEDO

FECHA: AGOSTO / 2010

REPÚBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS VIALES

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETIVO
3. UBICACIÓN
4. METODOLOGÍA
5. INFORMACIÓN DISPONIBLE
 - 5.1 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA
 - 5.2 DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS
 - 5.3 USO DEL SUELO
 - 5.4 INSPECCIÓN DE CAMPO
6. CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA
HIDROGRÁFICA
7. RECURRENCIA DE DISEÑO
8. PARAMETROS METEOROLÓGICOS
 - 8.1 DETERMINACIÓN DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN
9. HIDROLOGÍA
 - 9.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA
 - 9.2 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO
10. ANÁLISIS HIDRÁULICO
 - 10.1 NIVELES DE CRECIDA
 - 10.2 CURVA DE DESCARGA
 - 10.3 SOCAVACIÓN GENERAL
 - 10.4 SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS ESTRIBOS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

REPÚBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS VIALES

1. INTRODUCCIÓN

El gobierno Nacional a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, ante los acontecimientos o fenómenos naturales de avenidas o crecientes extraordinarias que conllevó a la destrucción de la estructura de obra de arte mayor existente, vio la urgente necesidad de la contratación de los estudios definitivos para la construcción del puente sobre el río **PIEDRA FINA 2**, localizado en la carretera Baeza – Lago Agrio, con el Consultor **ING. DIEGO OLMEDO TOLEDO**, para esto, es necesario la ejecución actividades para las diferentes áreas técnicas que el Consultor debe cumplir, garantizando de esta manera con la funcionalidad y seguridad.

Por lo tanto, para dar cumplimiento con las exigencias o requerimientos del MTOP, uno de los componentes que conlleva este proyecto, es el Estudio Hidrológico-Hidráulico de río Piedra Fina 2, el mismo que está contenido en el presente informe.

OBJETIVO

El objetivo del presente estudio, es analizar en función de las características físico-geológicas, morfológicas e hidrometeorológicas del área de la cuenca hidrográfica del cauce natural principal en estudio.

Los parámetros hidráulicos que condicionan el sitio de emplazamiento de la estructura del puente proyectado, así como la determinación del caudal máximo correspondiente a un período de retorno que esta en función del coeficiente de riesgo, el mismo que depende de la probabilidad de impacto que produciría al ocurrir la avenida.

Adicionalmente, se pretende con este estudio, presentar un esquema racional de la funcionalidad del sistema hidráulico de la estructura a adoptarse, de tal forma que el comportamiento hidráulico en el sitio de implantación del puente debe ser eficientemente funcional para las siguientes avenidas que transiten bajo el mismo,

con la seguridad de que su acción directa de la corriente a los estribos ni pilas centrales no cause daños físico.

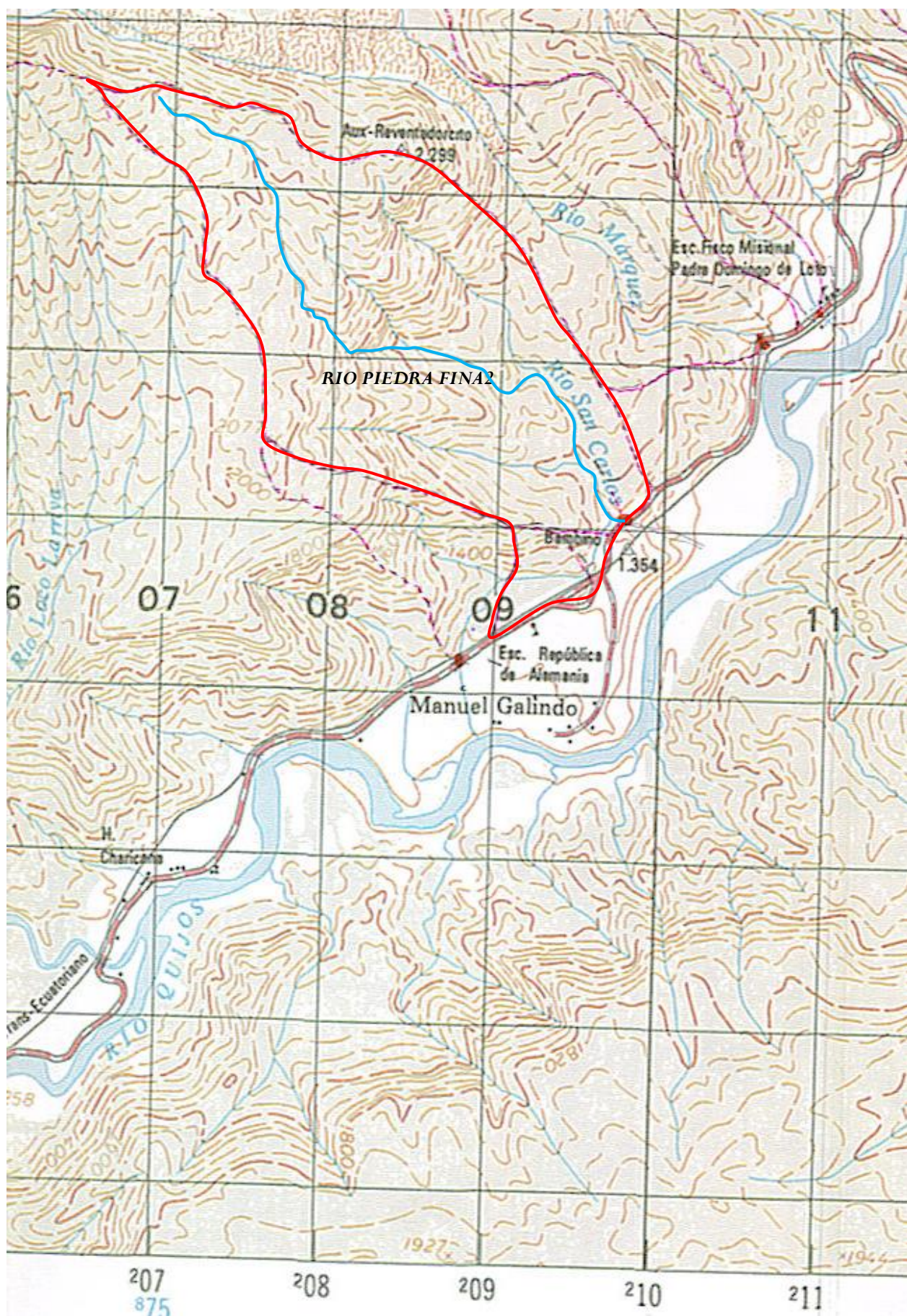
2. UBICACIÓN

El sitio de implantación del puente sobre el *río Piedra Fina 2*, se encuentra ubicado entre las abscisas aproximadas: 63+465 y 63+490 de la carretera Baeza – Lago Agrio, y en relación a la ubicación geográfica le corresponde las siguientes coordenadas U.T.M.:

UBICACIÓN ESTE		LATITUD NORTE	LONGITUD
Puente Río Piedra Fina 2	Inicio	9°985.714,8 N	209.411.9 E
	Fin	9°985.745,9 N	209.451,5 E

Adicionalmente se complementa como información el área de la cuenca en base a la carta geográfica obtenida del Instituto Geográfico Militar, (I.G.M.) a escala 1:50.000.

De la que se obtiene los parámetros físico-morfométricos de la cuenca hidrográfica así como las características físicas de la misma.



3. METODOLOGÍA

Los procedimientos de trabajo aplicado para la realización del presente estudio comprenden los siguientes aspectos:

- Previamente se procedió a la recopilación de la información de las diferentes áreas técnicas como son información cartográfica y topográfica, climatológica, uso del suelo y de la respectiva inspección en el sitio de implantación del puente.
- Con los datos de las precipitaciones máximas y en base a la aplicación de las ecuaciones pluviométricas publicadas por el INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología) se determinó la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).
- Determinación de los Números representativos de los complejos Suelo-Vegetación.
- Análisis de la curva de masa de lluvia, en base a la información pluviométrica en la zona en estudios.
- Determinación del caudal máximo esperado en el sitio de implantación del puente, utilizando el programa de modelación Hidrológica HYMO 10.
- Determinación de los niveles máximos de agua en base a los resultados del cálculo de la curva de masas.
- Análisis de la configuración topográfica del sitio de implantación para la aplicación de la metodología de obtención de las cotas de socavación general en el cauce y localizada en las pilas en caso de existir.

4. INFORMACIÓN DISPONIBLE

4.1 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

En base a la información cartográfica disponible en la carta identificada como **VOLCAN EL REVENTADOR**, se obtuvieron los parámetros del relieve topográfico, Área de la cuenca de drenaje, Longitud del cauce, Diferencia de altura máxima y mínima, es decir las características morfogeométricas de la cuenca, condiciones de suelo y demás fenómenos naturales que influyen en el área aportante.

4.2 DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

La caracterización del clima que predomina en área de interés no solo permite tener una idea de las condiciones en las que funcionará el proyecto, sino que también constituye información básica para la determinación de caudales máximos, al aplicar modelos precipitación – escurrimiento.

Estos datos también son necesarios para la toma de decisiones sobre aspectos ambientales del proyecto.

Las características del clima consideradas de mayor interés en el proyecto son: temperaturas medias y extremas y su distribución en el año; humedad relativa media; lluvia anual y su distribución en el año, y lluvias intensas.

En virtud de la deficiencia de estaciones hidrométricas con información en el área de estudio, el cálculo de caudales máximos se sustenta principalmente en la información de lluvias intensas de la zona 20, caracterizadas por las relaciones intensidad – duración – período de retorno, e incluidas en el estudio climatológico “Cálculo de Intensidades de Lluvia para el Diseño de Obras de Drenaje”, del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) - 1999; y además en las características físicas de las cuencas y subcuencas de drenaje relacionadas.

Para una aplicación real se toman los datos pluviográficos de tormentas registradas en la estación meteorológicas vecinas a las cuencas del estudio, además de la información meteorológica difundida por el INAMHI.

Para este caso, las estaciones que se encuentran cercanas al sitio del puente son las de *Baeza, Reventador y Lago Agrio*.

4.2 Tipo y uso del suelo de las cuencas de drenaje

4.2.1 Tipo de suelo

El análisis de suelos propuesto se sustenta en el Mapa de Suelos (Taxonomía) de la provincia de Sucumbíos, que ha sido elaborado por el convenio ODEPLAN, MAG,

DINAREN, sobre la base topográfica del IGM, trabajo cumplido en noviembre del 2002.

La cuenca de drenaje del río *Piedra Fina 2*, presenta en su totalidad una unidad edafológica, **DIA**, la definición de dicha unidad se encuentra a continuación.

DIA: Conjunto de mesas disectadas superficialmente en colinas, pendientes moderadas y quebradas abruptas, áreas muy húmedas. Suelos de colores pardos amarillentos, francos limosos, moderadamente profundos, drenaje bueno, pH ácido (4.5 – 5.5), con nivel de toxicidad de aluminio medio, fertilidad baja (HYDRANDEPTS)

4. 2.2 Usos del suelo

En el Mapa de uso y cobertura de suelo, de la provincia de sucumbíos, que ha sido elaborado por el convenio ODEPLAN, MAG, DINAREN, sobre la base topográfica del IGM, trabajo cumplido en noviembre del 2002, que se presenta en el Anexo 2, se puede observar que la cuenca de drenaje en estudio se encuentra cubierta por varios tipos de cobertura, **Bn** que corresponde a bosque natural y **Pc/Cx** que corresponde a un 10 % de oasti cultivado y 20 % de Arboricultura.

Bosque natural (Bn)

Se denomina al ecosistema arbóreo natural primario y secundario que actualmente se halla sin ocupación o intervención humana. Este piso vegetal lo constituyen especies nativas de cada zona con una altura superior a los 15 metros. Ocupada por formación vegetal arbórea leñosa densa, pluriestratificada, integrada por especies propias de la zona, con un alto porcentaje de mezcla de especies forestales.

Pasto Cultivado (Pc)

Vegetación ocupada por especies herbáceas introducidas, utilizadas con fines pecuarios, que para su establecimiento y conservación, requieren de labores de cultivo y manejo conducidos por el hombre o regeneración espontánea de especies introducidas.

Arboricultura Cx

Cultivos perennes o semiperennes cuya implantación es estable durante algunos años, pero por estar localizados en áreas de pequeños minifundios no es posible clasificarlos.

Dentro de ésta miscelánea de cultivos sobresalen: banano, cítricos, babaco y naranjilla que no pueden considerarse como asociaciones.

5. CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

El área de la cuenca de drenaje es de 5.4 Km², con una altura media de 964.7 m, la trayectoria de recorrido del flujo es de norte a sur, tiene su nacimiento en la ladera oriental del volcán El Reventador, y del flanco izquierdo el río Quijos.

Si bien es cierto, la cuenca de drenaje del río es pequeña, sin embargo, su configuración topográfica muestra pendientes fuertes por tramos, especialmente en las partes altas, disminuyendo conforme se acerca al sitio de implantación del puente, donde el agua fluye con velocidades menores de 3 m/s en condiciones normales.

A 400 metros, aproximadamente, de distancia hacia aguas abajo desemboca sus aguas en el río Quijos.

RECURRENCIA DE DISEÑO

El periodo de retorno o recurrencia de diseño escogido, se basa en un coeficiente de riesgo (R), que depende de factores socioeconómicos de impacto o vulnerabilidad y de diseño que influyen en la vida e importancia de la obra, según se indica a continuación:

COEFICIENTE DE RIESGO	TR
1.0 < J < 1.67	25 Años
1.7 < J < 2.33	50 Años
2.3 < J < 3.00	100 Años
$J=1-(1-1/Tr)^N$	

El riesgo que se adopta es de J = 10 %

N Número de años útil

El MTOP, en la revisión del Manual de drenaje propone una tabla de selección con ponderación cuantitativa y cualitativa, las mismas que se han empleado en el presente estudio, obteniéndose los resultados que se indican en el siguiente cuadro:

FACTOR	COEFICIENTES			SITIO
	1	2	3	PUENTE
DAÑOS A LA CARRETERA	BAJO	MEDIANO	ALTO	3
DAÑOS FUERA DE LA CARRETERA	BAJO	MEDIANO	ALTO	2
PERDIDA POTENCIAL DE VIDAS	BAJO	MEDIANO	ALTO	2
ALTURA DEL TERRAPLEN DE ACCESO	>6M	6 Á 15 m	>15 m	1
COSTO DE REPOSICIÓN	BAJO	MEDIANO	ALTO	3
TRAFICO PROMEDIO DIARIO	<100	100 Á 750	>750	2
DISPONIBILIDAD DE CAMINO ALTERNATIVO	SI	POCA	NINGUNA	3
NUMERO DE CRECIDAS REGISTRADAS	NINGUNA	UNA	VARIAS	2
IMPACTO ECONÓMICO	BAJO	MEDIANO	ECONÓMICO	3
OBRAS PRIORITARIAS (DEFENSA, SANIDAD)	NO	TALVEZ	SI	3
J				24

FUENTE: NORMAS DE DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

De donde se obtiene un período de recurrencia de 100 años (TR = Años).

6. PARAMETROS METEOROLÓGICOS

Los valores pluviográficos medios mensuales y anuales de cada estación se presentan en el cuadro siguiente, así como los valores de las lluvias máximas diarias y mensuales de las estaciones de Baeza y Lago Agrio.

ESTACIÓN	ALTITUD (msnm)	PERIODO	LLUVIA MEDIA mm/Año	LLUVIA MAXIMA mm/día	TIPO
Baeza	665	1967- 1982	4641.40	69.00	PG
Lago Agrio	400	1967 – 1979	3632.80	140.70	PM

El período lluvioso corresponde entre los meses de marzo y octubre, ocurriendo la máxima precipitación entre los meses de abril y junio, y los meses de más baja precipitación son noviembre, diciembre, enero y febrero.

6.1 DETERMINACIÓN DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN

El INAMHI, ha relaizado los estudios de la variación de la Intensidad con la duración de las precipitaciones así como de la intensidad con la frecuencia de los ajustes estadísticos con el fin de determinar las curvas de intensidad en el Ecuador, para lo cual se ha considerado 65 estaciones pluviográficas que cuentan con registros de precipitaciones máximas en 24 horas para el período de 1965 a 1987.

Con la finalidad de optimizar las posibilidades de determinación del caudal máximo, se decidió calcular el hietograma de diseño, empleando las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), calculadas en la publicación Estudio de Lluvias Intensas, elaboradas por el INAMHI EN 1999, que forma parte de las normas y recomendaciones del Ministerio del Transporte y Obras Públicas.

El área de localización del proyecto se ubica en la zona N° 20, según la sectorización propuesta en dicho estudio, que consta en el Anexo “*Zonificación de Intensidades de Precipitación*”.

En el Gráfico siguiente se muestra la variación de las intensidades de lluvia con la duración y el período de retorno para la zona donde se ubica el área de interés.

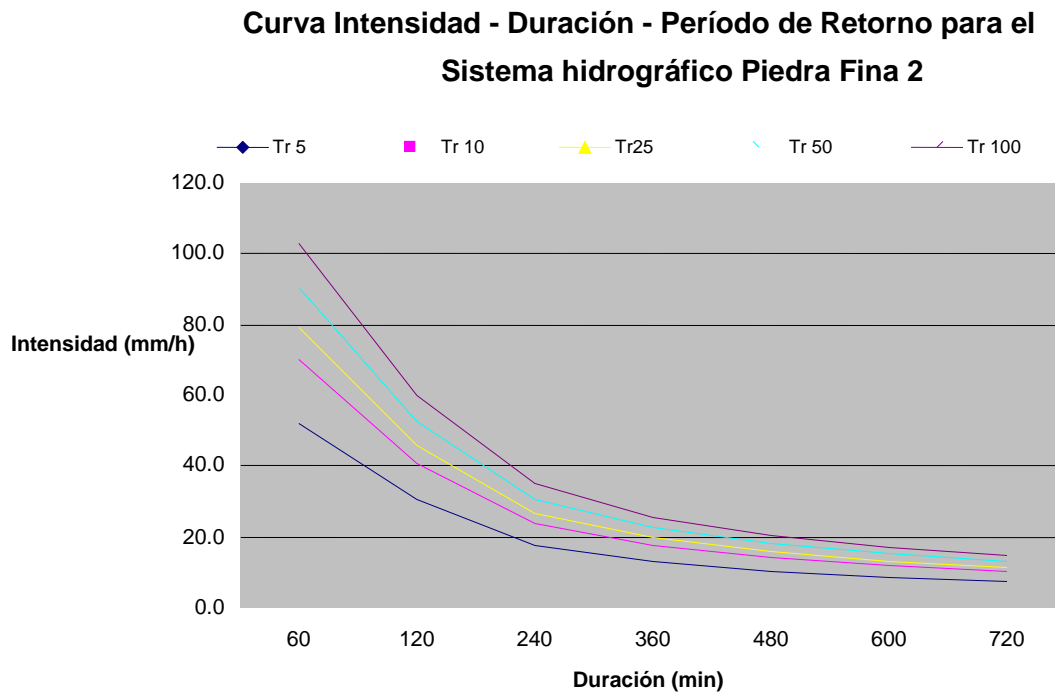


Gráfico Curvas I-D-F para la zona del proyecto

Las ecuaciones pluviométricas correspondientes son:

$$I_{tr} = 53.316 \cdot t^{-0.3021} \cdot Id \quad 5 \text{ min} < 120 \text{ min}$$

$$I_{tr} = 308.38 \cdot t^{-0.7782} \cdot Id \quad 120 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$

En donde :

I_{tr} Intensidad de precipitación mm/hora

t Tiempo de duración de lluvia, igual al tiempo de Concentración, Horas

Id Valor determinado del gráfico de Isolíneas de Intensidad de Precipitación para un tiempo de retorno igual a 100 años, que consta en el Anexo, datos tomados del Estudio de Intensidades del INAMHI.

El valor de ***Id*** para la cuenca del río ***Piedra Fina 2*** es de 8.

7. HIDROLOGÍA

El río *Piedra Fina 2*, primer aportante del río Quijos, localizado entre las abscisas: 63+465 y 63+490, tiene su nacimiento en la ladera cercana de la formación El Reventador, se desarrolla formando un solo cauce con las únicas aportaciones de las áreas aledañas al mismo, pero con pendientes fuertes, característicos de las zonas altas y montañosas.

Los parámetros físico-morfométricos de la cuenca se resume con los siguientes datos.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE						
Sección o punto de interés		Lp (km)	A (km ²)	S (m/m)	Δh (m)	Sc (m/m)
Río Piedra Fina 2	Pte.	4.4	5.4	0.08	994.7	0.15

En donde:

Lp = longitud del cauce principal; [km]

A = área de la cuenca de drenaje; [km²]

S = pendiente media del cauce principal; [m/m]

Δh = desnivel de la cuenca; [m]

Sc = pendiente media de la cuenca; [m/m]

7.1 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE LA CURVA (CN)

El exceso de precipitación o precipitación efectiva, que constituye el dato de entrada par el cálculo de los hidrogramas de crecida en los modelos HYMO 10, es la precipitación que no se retiene en la superficie de la cuenca y tampoco se infiltra en el suelo. Esta, después de fluir a través de la superficie de la cuenca, se convierte en escorrentía directa.

El U. S. Soil Conservation Service (1972), desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, partiendo del principio de que en una tormenta, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa Pe es siempre menor o igual a la precipitación total P.

Al representar en las gráficas la información de Pe y P para varias cuencas, el SCS encontró una serie de curvas, las cuales fueron estandarizadas, mediante un número adimensional denominado CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables $CN=100$ y para superficies naturales, $CN < 100$. Los números de curvas han sido tabulados para diferentes tipos de humedad antecedente, tipos de suelo y uso de la tierra.

El cálculo del CN ha sido realizado tomando en consideración el tipo del suelo y el uso de la tierra. Se ha considerado una condición antecedente de humedad media (tipo II), el grupo de suelo B (medianamente impermeable), por lo tanto la infiltración es mala.

Como se mencionó anteriormente, se ha establecido que la compuerta vegetal está compuesta de bosque en un 60% del área de la cuenca, el pasto natural 10%, cultivos un 10% y pradera en un 20% de la cuenca hidrográfica

Con estas condiciones, se aplica la tabla de los Números de las Curvas de Escurrimiento para las diferentes Combinaciones Hidrológicas Suelo Vegetación.

La tabla que se presenta a continuación ilustra el cálculo de CN para la cuenca del río **Piedra Fina 2**, hasta el sitio de implantación del puente.

Río Piedra Fina 2:

$$CN = 78.1$$

En el siguiente cuadro consta la tabla de Cálculo del Número Hidrológico CN.

RIO PIEDRA FINA 2				
COMPLEJO	GRUPO	ÁREA	NÚMERO	PRODUCTO
CULTIVOS	B	10	86	8.6
PASTIZAL	B	10	79	7.9
PRADERA	B	20	77	15.4
BOSQUE	B	60	77	46.2
				78.1

8. CAUDALES DE DISEÑO

Por las limitaciones explicadas de la información hidrométrica disponible, no se recomienda aplicar el método estadístico para la determinación de los caudales máximos, debido a la baja confiabilidad e inexistencia de datos.

En calidad de metodología recomendada para este estudio se propone la aplicación de hidrogramas unitarios sintéticos, que se sustentan en la relación entre la precipitación

total con la precipitación efectiva, que es realmente aquella parte de la lluvia que forma el escurrimiento superficial, es decir las crecidas.

Para la determinación de los caudales máximos se utilizaron dos modelos de crecidas, los resultados obtenidos se compararon entre sí, ya que los dos modelos utilizan el mismo método de Hymo 10 y el Método Racional.

8.1 Modelo HYMO 10

Este modelo utiliza la técnica del hidrograma unitario instantáneo HUI y constituye una adaptación del modelo de la Agricultural Research Service U.S.D.A., realizada por el INCYTH (Centro Regional Andino de Argentina). El método aceptado por el MOP es un modelo lineal de parámetros concentrados sobre áreas determinadas que concuerda con la teoría básica del HUI. Este utiliza para la simulación del proceso lluvia-escorrentía, información pluviométrica, información físico-morfométrica de la cuenca e información relativa a uso actual de la cuenca, suelo y cobertura vegetal.

El programa del modelo HYMO 10 contiene la formulación matemática del Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI) expresado en forma adimensional (q/QP , t/TP), dividido en tres zonas.

Zona1, para $0 \leq \frac{t}{TP} \leq \frac{t_{PI}}{TP}$

En esta zona, la ecuación del HUI responde a la aplicación de la Analogía de Nash de n - embalses lineales en serie

$$\frac{q}{QP} = \left(\frac{t}{TP} \right)^{n-1} e^{-(n-1)\left(\frac{t}{TP}-1\right)} \quad (1)$$

En donde

TP - tiempo al pico del HUI calculado como

$$TP = 1.4413 \cdot A^{0.298} \cdot HT^{-0.460} \cdot L^{0.726}$$

A - área de la cuenca en km²

HT - diferencia de elevación entre el punto más alejado del cauce más largo y la sección de control, en metros

L - longitud del cauce más largo en km.

$\frac{t_{PI}}{TP}$ - es la abscisa correspondiente al punto de inflexión de la rama

descendente del HUI TP (comienzo de la curva de recesión) y calculada como:

$$\frac{t_{PI}}{TP} = 1 + \sqrt{\frac{1}{n-1}}$$

En donde:

t_{PI} - tiempo al punto de inflexión del HUI

QP - Caudal pico del HUI

n - cantidad de embalses lineales en la analogía de Nash que se calcula como:

Ecuación que se resuelve mediante iteraciones sucesivas, en donde:

$$n = \frac{0.05}{\frac{K}{TP} \left[0.05 - \ln \left(1 + \frac{0.05}{1 + \sqrt{\frac{1}{n-1}}} \right) \right]} + 1$$

K - coeficiente de los embalses lineales de la Analogía de Nash (constante de recesión del HUI), que el modelo calcula mediante la siguiente expresión:

$$K = 5.9485 \cdot A^{0.107} \cdot HT^{-0.777} \cdot L^{1.025}$$

El valor de máxima escurrentía se calcula mediante la ecuación:

$$QP = 7.061 \cdot \frac{A \cdot B}{TP}$$

En donde:

A - Área de la cuenca en Km

B - Valor inverso al área encerrada por el HUI

TP- Tiempo al pico en horas

Determinado así el HUI, el modelo procede a calcular, mediante el proceso de convolución, el hidrograma respuesta de la cuenca a la precipitación pluvial entrada como dato en forma de curva de masa, la que es transformada en curva de masa de precipitación efectiva mediante el valor de CN (Número de Curva o número hidrológico), según la metodología del U.S. Soil Conservation Service.

El caudal máximo esperado para un tiempo de retorno de 100 años obtenido aplicando la metodología del HYMO 10 es de **97.3 m³/s**

8.2 METODO RACIONAL

Usualmente la esorrentía superficial que se desea conocer es aquella que resulta de una lluvia capaz de producir una creciente en el curso o corriente de agua, en general se puede conocer la esorrentía superficial resultante de una lluvia cualquiera.

La idea detrás del Método Racional es que la lluvia con intensidad i empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de esorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración t_c , en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia i y el área de la cuenca A , es el caudal de entrada al sistema, iA , y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (que ocurre en el tiempo t_c) se conoce como el Coeficiente de esorrentía C ($0 \leq C \leq 1$), Esto se expresa en la fórmula Racional.

$$Q = CIA/3.6$$

Dónde:

Q	Caudal máximo de diseño	m ³ /s
I	Intensidad de lluvia,	mm/hora.
A	Área de la cuenca,	Km ²
C	Coeficiente de esorrentía	Adimensional

La aplicación de la fórmula Racional depende del valor del Coeficiente de escorrentía. En la sección de Anexos se presenta el cuadro donde se encuentran los valores típicos de dicho coeficiente, para el presente caso se ha obtenido el de 0.3.

El resultado del valor del caudal máximo aplicando éste método es de **75.4 m³/s**

Los resultados obtenidos del Río *Piedra Fina 2* se muestran en Anexos.

8.2 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO ESPERADO DE DISEÑO

La metodología para obtener el caudal máximo de crecida en el sitio de implantación del puente se aplicó el programa computacional **HYMO 10** y por el Método **RACIONAL**, recomendado por el MOP como modelo lluvia-escorrentía. Se aplicaron las ecuación de lluvias intensas con los diferentes períodos de retorno para obtener así la curva de la masa de lluvia sobre la cuenca en mm y junto con otros parámetros requeridos por el modelo se obtuvieron los resultados que se presentan en la sección de Anexo.

El valor del caudal recomendado es de **97.3 m³/s** para un tiempo de retorno de 100 años.

8.3 ANALISIS HIDRÁULICO Y NIVELES DE CRECIDA

Considerando que en el estudio de mejoramiento de la carretera se considera mantener la sección transversal de la calzada existente, se procedió a la correlación de los niveles máximos de agua que alcanzaría con el volumen de flujo esperado en el cauce natural.

Con la aplicación del método de la fórmula de Manning se obtiene que el la cota de elevación que el caudal obtenido alcanza es de **1304.06 msnm**.

Además del valor de las crecidas, es necesario considerar las alturas por otras influencias. Las normas dan: 0.50 m por remansos y 2.00 m como galibo mínimo (altura de seguridad).

9. SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación en el lecho del río es un fenómeno erosivo-hidráulico resultante de la combinación de los siguientes parámetros principales: la velocidad del agua, el calado, la curvatura del río, la geometría del cauce y la calidad de los suelos en los que se relaciona con el tamaño de las partículas y su cohesión y distribución homogénea o heterogénea.

La socavación puede ser de dos clases: Natural o general y Localizada, esta última es provocada artificialmente por obras civiles que estrangulan el cauce de agua.

Para la determinación de la socavación general se aplicó el método de LISCHTVAN LEBEDIEV, el mismo que precisa la definición del tipo de cauce en el sitio de implantación del puente.

El cauce del río **Piedra Fina 2** se considera como **DEFINIDO** con la presencia de material **NO COHESIVO** en el fondo del mismo.

9.1 GRANULOMETRIA DEL CAUCE

El cauce del Río Piedra Fina 2, como se puede observar en las exposiciones fotográficas, presenta canto rodado como material de fondo, cuyo diámetro fácilmente sobrepasa las 4" (tamiz mas grande del laboratorio de suelos), por lo que la determinación del tamaño medio del material de fondo del cauce se la hizo en base de visita al sitio y fotografías en las cuales se pudo constatar lo afirmado anteriormente. Por lo antes indicado, se utiliza como tamaño medio de partícula 90 mm.

Adicionalmente, es necesario recalcar que en caso de avenidas, como se puede observar en las exposiciones fotográficas en el presente caso, sobrepasa los parámetros de cálculo utilizados y resultados obtenidos, sin embargo se prevé un factor de seguridad en lo que tiene relación con diseños de obras de protección para garantizar la funcionalidad y estabilidad de la estructura del puente adoptado.

La fórmula aplicada para la determinación de la altura de socavación es:

$$H_s = \left(\frac{\alpha * Ho^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * D_m^{0.28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+X} \right)}$$

Donde:

- Hs Tirante para el que se desea conocer la velocidad Ve, en metros.
- X Exponente variable que depende del diámetro del material que se encuentra en la tabla
- dm Es el diámetro medio de los granos del fondo del cauce, en mm.
- α Función del tirante medio (Hm) de toda la sección transversal antes de la erosión y del gasto de diseño(Qd)
- β Coeficiente de contracción

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{5/3} Be \mu}$$

Donde:

Qd = Caudal de diseño Qd = 97.3 m³/s.

Hm = Tirante medio antes de la erosión. Hm = 1.46 m.

Be = Ancho efectivo de la superficie libre Be = 19.54 m

μ = Coeficiente de contracción.

Tomamos el caudal correspondiente al máximo nivel de crecida Q = 97.3 m³/s.

R : Radio hidráulico, igual a 1.42 m.

A : Area de la sección transversal, igual a 28.5 m².

Aplicando:

$$Vr = \frac{\alpha Ho^{5/3}}{Hs}$$

y

$$Ve = 0.68 \beta Dm^{0.28} Hs^x$$

la condición de equilibrio se obtiene cuando Vr = Ve

Al aplicar la fórmula de Lischtnan-Lebediev para cada punto de la sección transversal del sitio de emplazamiento se obtiene la altura de socavación general de toda la sección, tal como se puede observar en el Gráfico 1 del Anexo 6. En el cuadro 1 del Anexo 6 se pueden ver los valores calculados.

El río *Piedra Fina 2* que cruza a la carretera pertenece a la zona de transición que presenta deposición de materiales pétreos y poca socavación.

$$H_s = 1.15 \text{ m}$$

El cuadro de resumen del cálculo de socavaciones y el perfil respectivo se presentan en la sección de Anexos.

10. SOCAVACIÓN LOCALIZADA

Este tipo de socavación se presenta por la interacción del flujo de agua con los elementos constitutivos del puente, el cálculo de la socavación al pie de estribos permite estimar la profundización del cauce debido al efecto de la corriente. En el caso del puente sobre el Río *Piedra Fina 2*, de acuerdo a la luz y el nivel de crecida, se puede ver que los estribos están proyectados fuera del cauce del río (aproximadamente a 10.00 m desde el final del espejo de agua), condición que permite que el fenómeno de socavación localizada es nula.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La cuenca en estudio no dispone de suficiente información meteorológica e hidrométrica directa de estaciones que permitan analizar en detalle el comportamiento de estas variables en la cuenca del río **Piedra Fina 2**, sin embargo se adoptó la metodología más apropiada en base a la información disponible de las estaciones meteorológicas existentes y distribuidas en el país, específicamente más cercanas al sitio de implantación del puente en estudio.
- La humedad relativa promedio en el área de influencia de la cuenca de drenaje es de 88 %, pudiendo llegar a valores de hasta 100 % en horas de madrugada.
- El regimen de precipitación para la cuenca del río **Piedra Fina 2** es regional y de tipo Unimodal costanero, en el cual el período cuando se presenta máximas precipitaciones es entre febrero y abril con valores medios mensuales mayores a los 300 mm, aunque en general las precipitaciones medias mensuales al interior del año superan los 150 mm.
- El caudal máximo y que puede ser considerado para el diseño del puente es de **97.3 m³/s**, para un período de retorno TR= 100años.
- La crecida maxima observada según información en el sitio es de un calado de 2.00 m, y según el caudal calculado corresponde a una cota de **1304,06 msnm**.
- Dadas las condiciones topográficas actuales del sitio de implantación del puente y al comportamiento hidráulico del cauce, ante las frecuentes avenidas acaecidas, la geometría del cauce principal del río tiende a ser modificada en el ancho del mismo. Por lo tanto, la luz mínima recomendable de la estructura del puente es de **40.00 m**.
- Para la definición del nivel de la rasante de la vía es necesario considerar la altura de las vigas del puente y un gálibo mínimo de 2.50 m., altura desde el nivel máximo esperado de agua hasta el borde inferior de la viga del puente.
- Para la cota de cimentación de la subestructura debe de tomar en cuenta el perfil hipotético de socavación general del cauce y localizada en los estribos para caudales máximos.
- El período de construcción de este proyecto se recomienda en época de estiaje.

- En el cuadro siguiente se resume la información y resultados obtenidos del proceso de elaboración del estudio hidrológico-Hidráulico del río ***Piedra Fina 2.***

CARTA TOPOGRAFICA UTILIZADA: Volcán El Reventador, Escala 1:50000

Código IGM CT-OIII-A2 4093-I

DESCRIPCION	ABREVIATURA	VALOR	UNIDAD
Área de drenaje	A	5.4	Km ²
Longitud del cauce	Lp	4.4	Km
Desnivel medio	Dh	994.7	m
Tiempo de concentración	Tc	0.37	min
Caudal máximo Tr=100 años	Qmax	97.3	m ³ /s
Nivel de Máxima Creciente	NMC	1304.06	MSNM
Área hidráulica	Ah	28.5	m ²
Calado máximo	y	2.36	m
Espejo de agua		19.54	m
Velocidad media	V	3.0	m/s
Perímetro mojado	Pm	20.87	m
Radio Hidráulico	Rh	1.415	m
Manning	n	0.05	
Pendiente	J	0.08	%

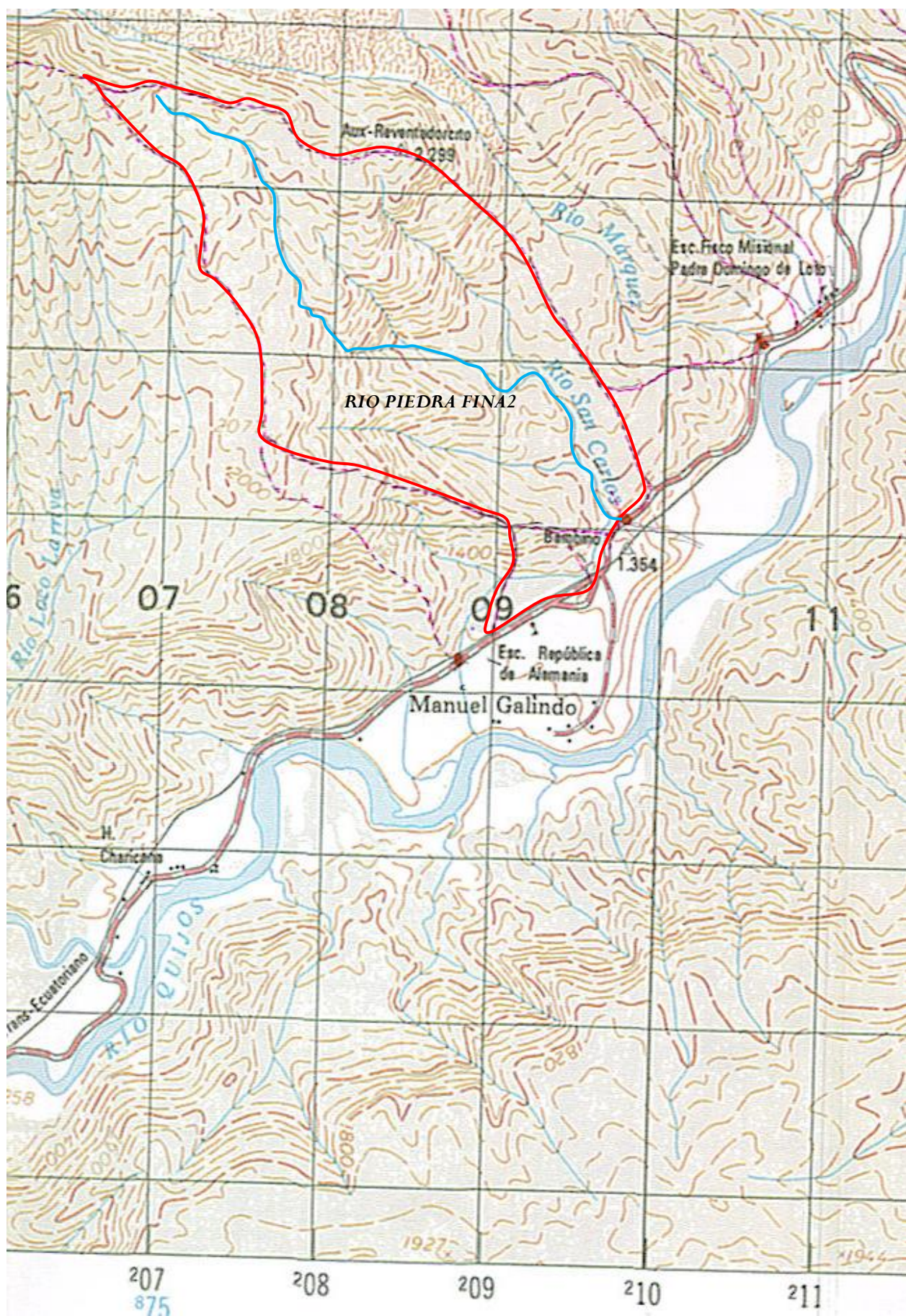
- Se recomienda la limpieza del cauce 50 m. tanto aguas arriba como aguas abajo de eje del puente, lo que busca garantizar un efectivo drenaje del agua en época de crecidas, ya que las piedras grandes depositadas en el cauce por crecidas anteriores disminuyen la capacidad

hidráulica efectiva y constituyen un obstáculo para el paso normal del agua.

- La limpieza del cauce se la deberá realizar inmediatamente después de concluida la construcción del puente y en época de verano según el Anexo 9, el volumen aproximado de limpieza será de 50 m³. Se deberá tomar en cuenta que los estudios ambientales serán los que determinen el destino final de depósito del material del fondo del río.

ANEXOS

CUENCA HIDROGRÁFICA DEL RIO PIEDRA FINA 2



ANALISIS DE PRECIPITACIONES

PROYECTO: PUENTE RIO PIEDRA FINA 2
CALCULO DE LA CURVA DE MASA DE LLUVIA

Cálculo del Tiempo de Concentración

Desnivel Hc (metros) = 964,7

Longitud del cauce (Km) = 4,4

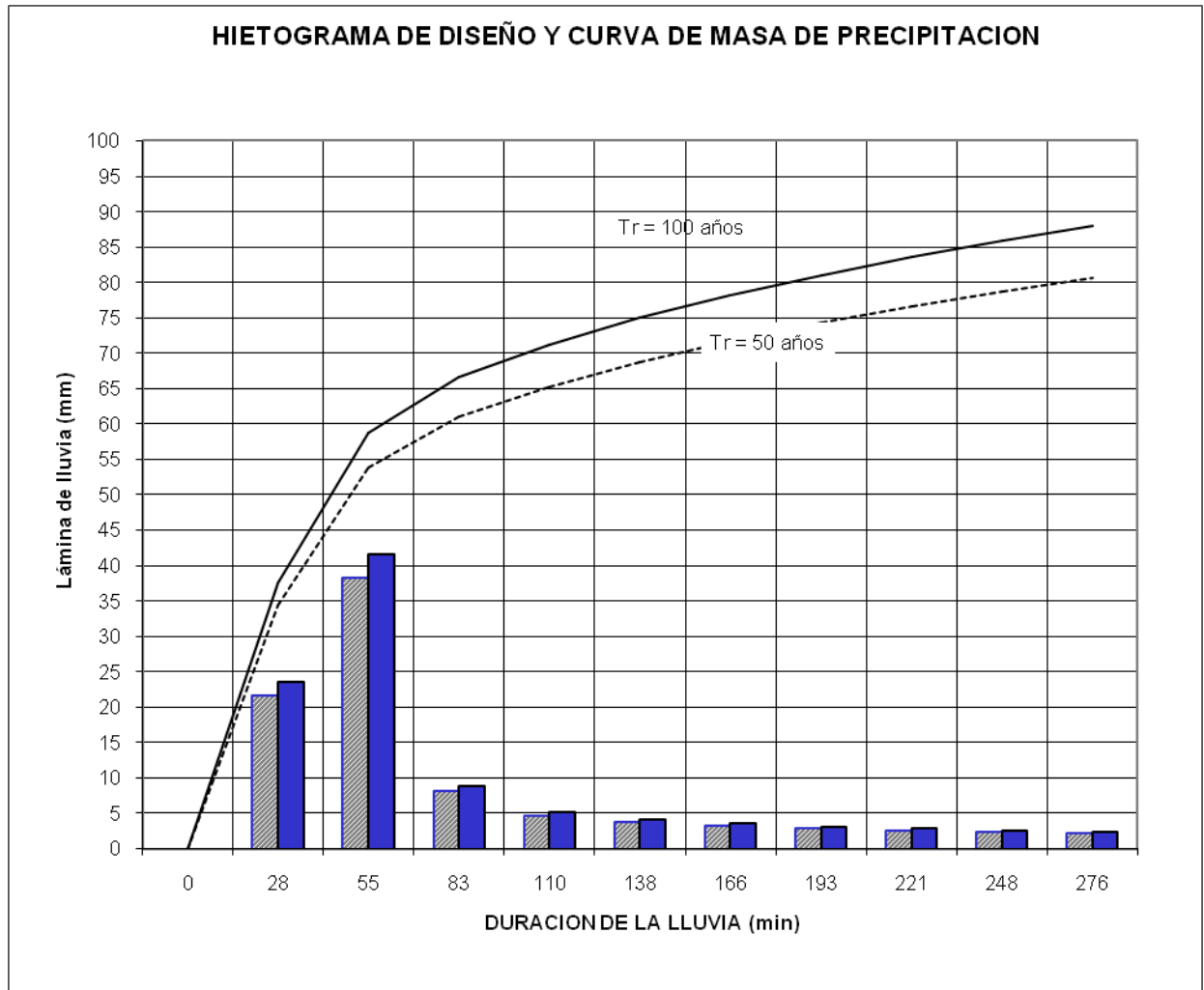
Tiempo de concentración (h) = 0,37
(min)

= 22,34

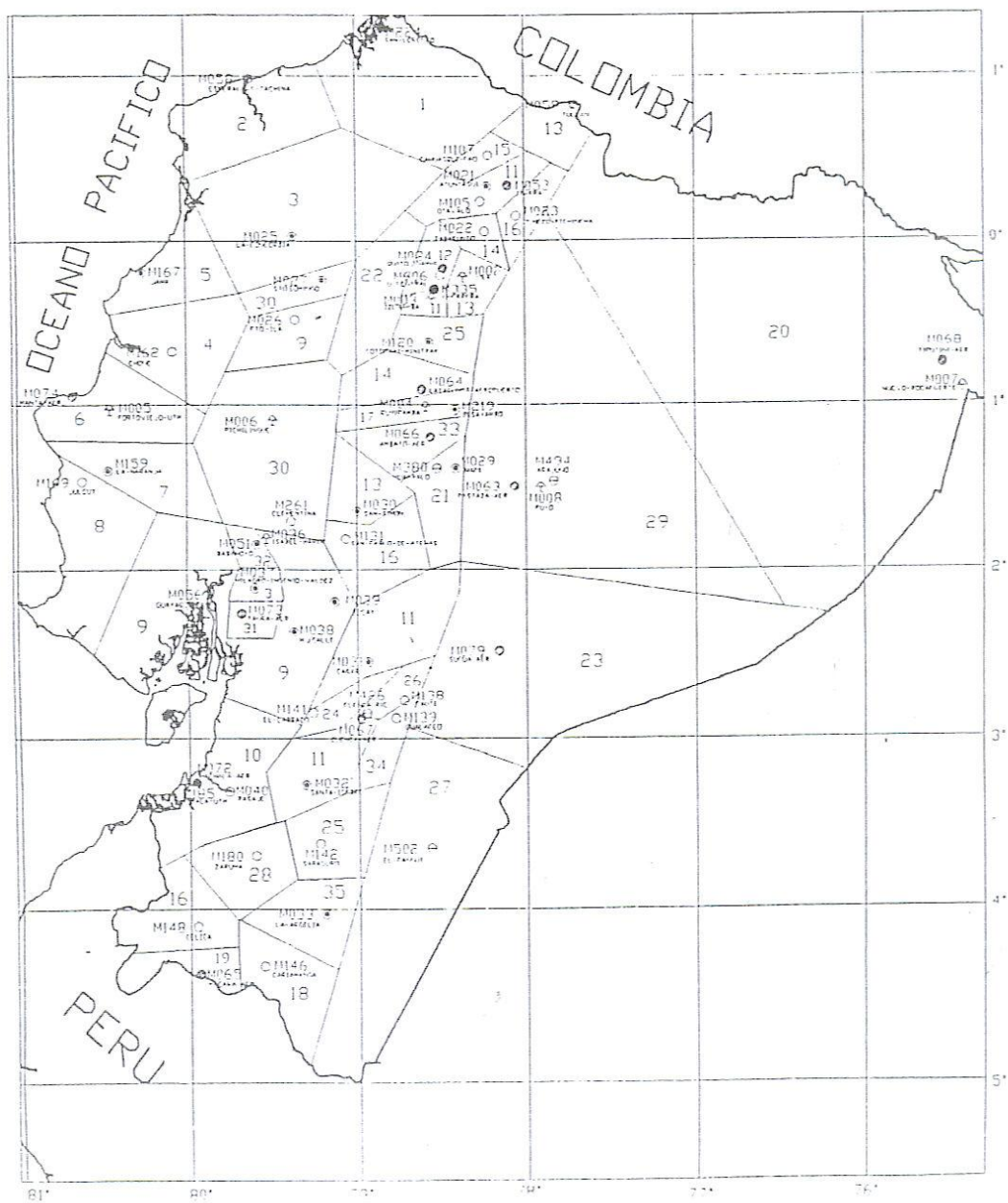
Intervalo de cálculo (min) = 4,5 = 0,074 (horas)

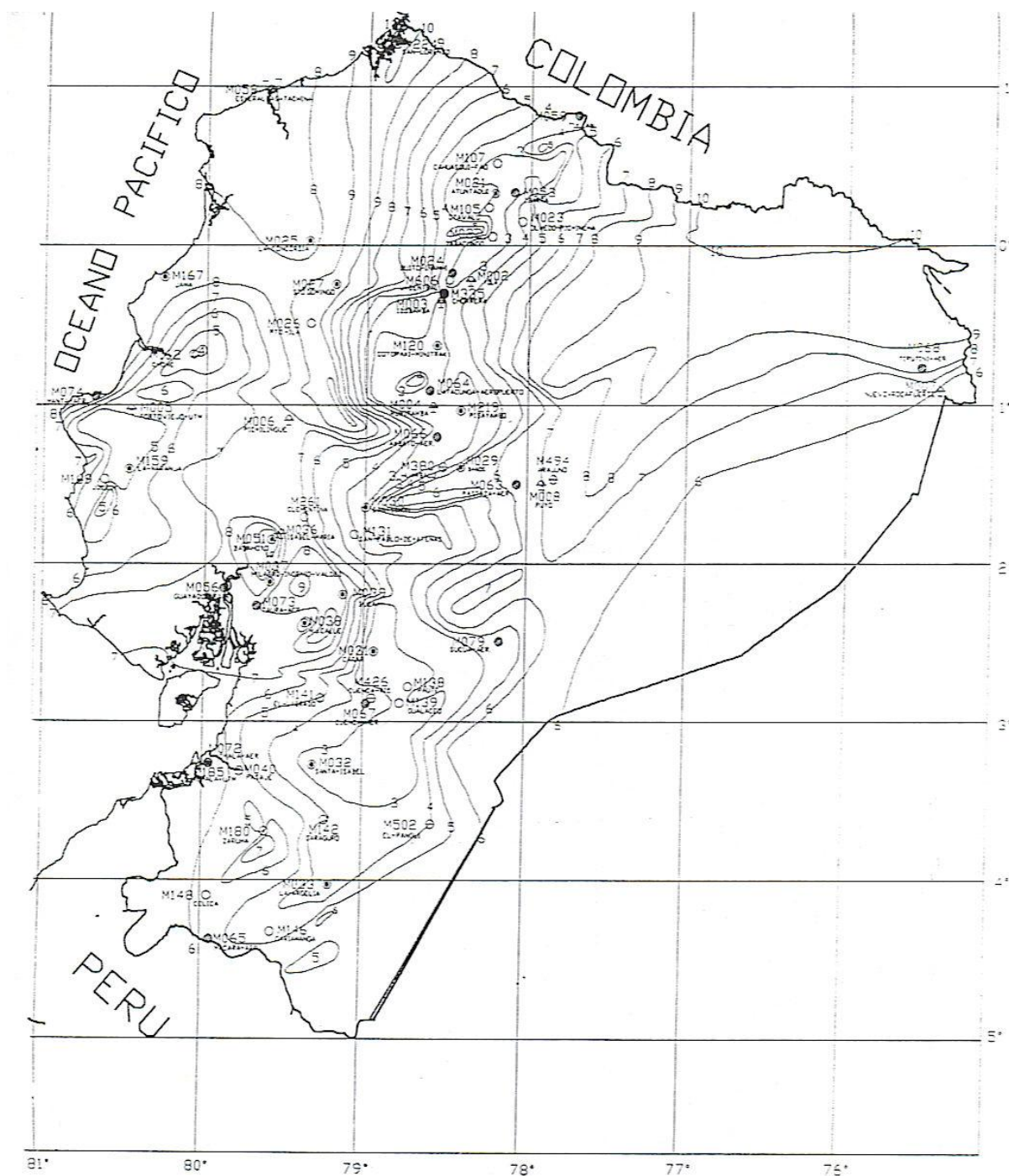
ZONA 225 <=tc<= 120 **I = 53,316 * tc^ - 0,3021 Id** I₅₀ = 146,0 mm/h120 <tc<= 1440 **I = 308,38 * tc^ - 0,7782 Id** I₁₀₀ = 166,9 mm/h

Intervalo de cálculo (min)	Tr=50 Id = 7						Tr=100 Id = 8,0					
	I	P	dP	dP reor	Acum	Corr	I	P	dP	dP reor	Acum	Corr
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,07	237,44	17,68	17,68	6,47	6,47	4,70	271,37	20,21	20,21	7,39	7,39	5,37
0,15	192,58	28,68	11,00	7,01	13,48	10,61	220,10	32,78	12,57	8,01	15,40	12,13
0,22	170,38	38,06	9,38	7,84	21,32	17,51	194,72	43,50	10,72	8,96	24,36	20,01
0,30	156,20	46,52	8,46	9,38	30,70	26,05	178,51	53,17	9,67	10,72	35,08	29,77
0,37	146,02	54,36	7,84	17,68	48,38	42,94	166,88	62,13	8,96	20,21	55,29	49,08
0,45	138,19	61,74	7,38	11,00	59,38	53,21	157,93	70,56	8,43	12,57	67,86	60,81
0,52	131,90	68,75	7,01	8,46	67,84	60,97	150,75	78,58	8,01	9,67	77,53	69,68
0,60	126,69	75,47	6,72	7,38	75,22	67,67	144,79	86,25	7,67	8,43	85,97	77,34
0,67	122,26	81,94	6,47	6,72	81,94	73,74	139,73	93,64	7,39	7,67	93,64	84,28
0,74	118,43	88,19	6,25	6,25	88,19	79,37	135,35	100,79	7,14	7,14	100,79	90,71



MAPAS DE ZONIFICACIÓN Y ECUACIONES PLUVIOMÉTRICAS





SIMBOLOGIA

- EST. AGROMET. PRINCIPAL
- EST. CLIMAT. PRINCIPAL
- EST. CLIMAT. ORDINARIA
- EST. PLUVIOGRAFICA
- EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 100 AÑOS		
MAPA N° 6		
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA

ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES

ECUACIONES REPRESENTADAS DE LAS ZONAS

ZONA	DURACIÓN	ECUACION
19	5 min < 115 min	$I_{TR} = 115,980 t^{-0,4844} Id_{TR}$
	115 min < 1440 min	$I_{TR} = 1.223,80 t^{-0,9751} Id_{TR}$
20	5 min < 40 min	$I_{TR} = 53,316 t^{-0,3021} Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 308,38 t^{-0,7782} Id_{TR}$
21	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28,784 t^{-0,4507} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30,99 t^{-0,472} Id_{TR}$
22	5 min < 67 min	$I_{TR} = 48,772 t^{-0,3533} Id_{TR}$
	67 min < 1440 min	$I_{TR} = 266,64 t^{-0,7687} Id_{TR}$
23	5 min < 23 min	$I_{TR} = 54..246 t^{-0,4596} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 89,86 t^{-0,6234} Id_{TR}$
24	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177,260 t^{-0,5938} Id_{TR}$
	41 min < 1440 min	$I_{TR} = 446,46 t^{-0,843} Id_{TR}$
25	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97,389 t^{-0,6117} Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 125,73 t^{-0,6643} Id_{TR}$
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163,150 t^{-0,5018} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 2.477,30 t^{-1,077} Id_{TR}$
27	5 min < 46 min	$I_{TR} = 76,133 t^{-0,3477} Id_{TR}$
	46 min < 1440 min	$I_{TR} = 539,00 t^{-0,8634} Id_{TR}$
28	5 min < 81 min	$I_{TR} = 82,756 t^{-0,4722} Id_{TR}$
	81 min < 1440 min	$I_{TR} = 357,27 t^{-0,8077} Id_{TR}$
29	5 min < 120 min	$I_{TR} = 75,204 t^{-0,4828} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 371,89 t^{-0,8152} Id_{TR}$
30	5 min < 79 min	$I_{TR} = 42,089 t^{-0,2952} Id_{TR}$
	79 min < 1440 min	$I_{TR} = 432,57 t^{-0,8304} Id_{TR}$
31	5 min < 49 min	$I_{TR} = 42,220 t^{-0,1828} Id_{TR}$
	49 min < 1440 min	$I_{TR} = 643,99 t^{-0,8852} Id_{TR}$
32	5 min < 155 min	$I_{TR} = 87,677 t^{-0,4796} Id_{TR}$
	155 min < 1440 min	$I_{TR} = 850,65 t^{-0,9257} Id_{TR}$
33	5 min < 34 min	$I_{TR} = 197,860 t^{-0,5556} Id_{TR}$
	34 min < 1440 min	$I_{TR} = 616,96 t^{-0,885} Id_{TR}$
34	5 min < 35 min	$I_{TR} = 147,980 t^{-0,4279} Id_{TR}$
	34 min < 1440 min	$I_{TR} = 882,90 t^{-0,9351} Id_{TR}$
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92,854 t^{-0,4083} Id_{TR}$
	43 min < 1440 min	$I_{TR} = 480,47 t^{-0,8489} Id_{TR}$

DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE LA CURVA HIDROLÓGICA

CUENCA DEL RIO PIEDRA FINA 2
DETERMINACIÓN DEL NUMERO DE CURVA (CN)

COMPLEJO	NUMERO DE LA CURVA	PORCENTAJE DE ÁREA	CN PARCIAL
Bosque	77	60	46,2
Pradera	77	20	15,4
Pastizal	79	10	7,9
cultivo	86	10	8,6
TOTAL			78,1

DETERMINACION DE CAUDALES Y NIVELES DE CRECIDAS

C CUENCA DEL RIO PIEDRA FINA 2
C Carretera BAEZA - LAGO AGRIO
C PROVINCIA DE SUCUMBÖÖS

INICIA 0 0

COMPUT ID=1 HID=100 DT=0.074 A=5.4 CN=78.1 H=994.7 L=4.4
 0 5.32 12.03 19.85 29.52 48.68 60.31 69.11 76.71 83.59
 89.96*

0 CALCULO HIDROGRAMA NO. 1 AREA 100
 N = 7.361 K = .152 HORAS
 QPU = 110.5 M3/S TPU = .287 HORAS

PRINTH 1 0 0.074*

0 HIDROGRAMA SALIDA DEL TRAMO 100

0	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD
	.11	.0	.75	97.3	1.38	8.0	2.01	2.0	2.64	.5
	.17	.0	.80	92.4	1.44	7.1	2.07	1.8	2.70	.4
	.23	.0	.86	80.5	1.49	6.2	2.13	1.6	2.76	.3
	.29	.4	.92	63.9	1.55	5.5	2.18	1.4	2.82	.2
	.34	2.4	.98	47.0	1.61	4.8	2.24	1.2	2.87	.2
	.40	9.3	1.03	33.2	1.67	4.3	2.30	1.1	2.93	.1
	.46	24.8	1.09	23.7	1.72	3.8	2.36	.9	2.99	.1
	.52	47.3	1.15	17.5	1.78	3.3	2.41	.8	3.05	.0
		.57	69.9	1.21	13.4	1.84	2.9	2.47	.7	
		.63	86.6	1.26	10.8	1.90	2.6	2.53	.6	
		.69	95.4	1.32	9.1	1.95	2.3	2.59	.6	

0 ESCORRENTIA= 34.2 MM .185 HM3
CAUDAL PICO= 97.3 M3/S
 TIEMPO AL PICO= .75 HORAS

C CUENCA DEL RIO PIEDRA FINA 2
C Carretera BAEZA - LAGO AGRIO
C PROVINCIA DE SUCUMBÖÖS

CALCAF ID=2 NVS=1 NSEG=3 ELMIN=1301.85 ELMAX=1310.25 SC=0.08
 SP=0.08

VALORES DE N	DISTANCIA
0.5	0
-0.07	20
0.5	40

DATOS DE COORDENADAS DE LA SECCION

DISTANCIA	ELEVACION
0	1310.25
1.9	1310.15
3.15	1302.55
10	1302.57
11.55	1302.6
13.9	1301.85
20	1301.86
21.5	1301.86
22.2	1302.09
23.85	1304.75
30	1309.78
40	1309.83
40	1310.25 *

0

CURVA DE CAUDALES DE LA SECCION 1

ELEVAC SUPERF AGUA	AREA HIDRAUL M2	CAUDAL EN M3/S
1301.85	.00	.000
1302.29	3.86	4.739
1302.73	9.96	14.312
1303.18	18.65	41.741
1303.62	27.49	79.073
1304.06	36.49	97.30 m3/s=Qd, V=3 m/s
1304.50	45.64	177.359
1304.95	54.95	236.404
1305.39	64.52	301.219
1305.83	74.36	371.396
1306.27	84.47	446.547
1306.71	94.85	526.346
1307.16	105.50	610.515
1307.60	116.43	698.819
1308.04	127.62	791.052
1308.48	139.09	887.034
1308.92	150.82	986.609
1309.37	162.83	1089.638
1309.81	175.19	1188.030
1310.25	192.08	1301.333

FIN

CUADRO DE SOCAVACION Y PERFIL TRANSVERSAL DEL CAUCE

CUADRO DE SOCAVACIÓN GENERAL DEL RIO PIEDRA FINA2

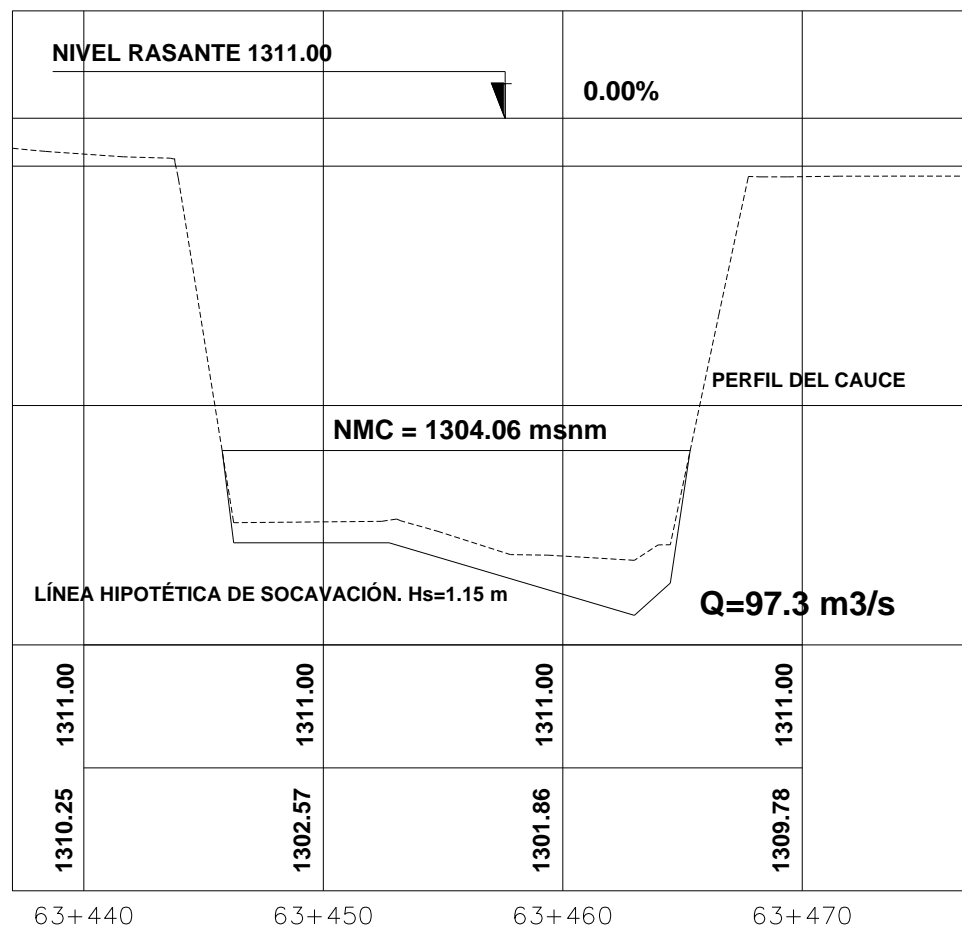
Carretera: BAEZA - LAGO AGRIO

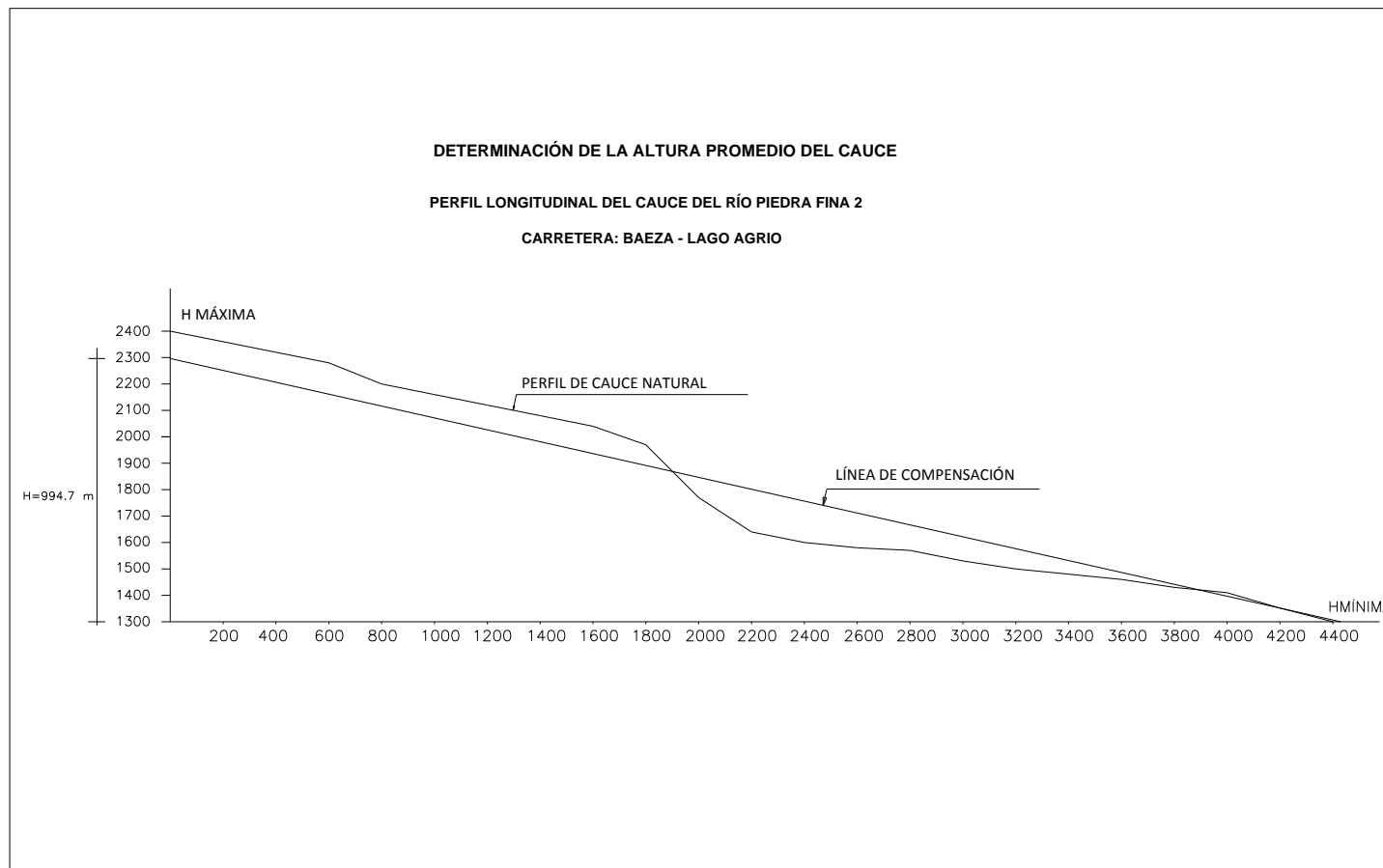
DATOS:

A	28,50	m2
Be	19,54	m
Hm	1,46	
Qd	97,30	m3/s
BETA	1,00	
u	0,93	
ALFA	2,85	

Nº SECCIÓN	NIVEL DE MÁXIMA CRECIENTE	COTA SECCIÓN VERTICAL	TIRANTE	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO		TIRANTE FINAL	SOCAVACIÓN FINAL
				dm	X		
1	1304,06	1304,06	0	90	0,28	0	0
2	1304,06	1302,6	1,46	90	0,28	1,88	0,42
3	1304,06	1301,7	2,36	90	0,28	3,51	1,15
4	1304,06	1302,09	1,97	90	0,28	2,77	0,80
5	1304,06	1304,06	0	90	0,28	0	0

PERFIL TRANSVERSAL DEL CAUCE Y DE SOCAVACIÓN GENERAL





EXPOSICIONES FOTOGRÁFICAS



Vista del puente existente antes de la avenida



Vistas del sitio del puente después de la avenida







1. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Todos los trabajos a ser ejecutados en esta etapa se regirán por lo establecido en las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones del Ecuador (Manual MOP 001-F-2002), así como también por lo señalado en los respectivos planos viales y de detalle.

Con el fin de establecer el alcance de los trabajos que incluyen las labores recomendadas desde el punto de vista hidráulico, a continuación se presentan las correspondientes especificaciones técnicas enmarcadas en las características morfológicas del entorno, geometría de las estructuras y secciones transversales de los cauces.

307-4(1)E: LIMPIEZA DE CAUCES

a) Descripción

Esta actividad se realizará luego de haberse concluido la construcción del puente y consistirá en limpiar el cauce principal y llanuras de inundación de basuras de origen orgánico e inorgánico, empalizadas, escombros y residuos generados durante el proceso constructivo. El área a ser limpiada abarcará una longitud de al menos 50 m aguas arriba y 50 m aguas abajo del cruce hasta el nivel que normalmente alcanzan las aguas altas.

b) Equipo

Para la ejecución de los trabajos aquí especificados el Constructor deberá contar con la suficiente maquinaria (por lo menos un tractor con hoja topadora, una cargadora

frontal y dos volquetes), vehículos y herramientas menores adecuadas para la limpieza, carga, desalojo y disposición de los materiales extraídos del cauce principal y llanuras de inundación.

c) Procedimientos de trabajo

En primer lugar, el Fiscalizador de la obra identificará el material que perturba y/o perturbará el libre flujo de las ondas de crecida en la época de lluvias, indicándole claramente al Constructor los obstáculos que deberán ser removidos y desalojados tanto del cauce principal como de las llanuras de inundación, así como también los sitios y métodos de disposición final, supervisando la correcta ejecución de esta actividad.

El Constructor retirará todos los materiales inadecuados, los cuales serán cargados en volquetes que serán cubiertos con lonas u otros protectores adecuados, debidamente asegurados a la carrocería y transportados a los sitios de disposición final indicados en los documentos de licitación o definidos por el Fiscalizador.

Los materiales deberán disponerse en los sitios de bote seleccionados de manera que cumplan con todas las reglamentaciones legales vigentes al respecto, en especial las referentes a la protección del medio ambiente.

d) Medición

La unidad de medida será el metro cúbico (m³), aproximado al décimo de metro cúbico de material removido y desalojado a satisfacción del Fiscalizador, de acuerdo con lo exigido por la presente especificación.

El volumen se determinará multiplicando la longitud real, medida a lo largo del eje del trabajo, por el ancho y altura ordenados por el Fiscalizador, no midiéndose ningún volumen por fuera de tales límites.

e) Pago

El pago se hará al precio unitario cuyo análisis conste en el Contrato de Construcción, por metro cúbico del concepto de obra realmente ejecutado, de acuerdo con esta especificación y aceptada satisfactoriamente por el Fiscalizador.

Este precio y pago se constituyen en la compensación total que se realiza al Constructor para que este último cubra los costos directos e indirectos correspondientes a mano de obra, equipos, materiales, movilización, transporte, administración y dirección técnica utilizada durante la ejecución de este rubro.

f) Item de pago

N° del Rubro de Pago y Designación		Unidad de medición
307-4(1) E	Limpieza de Cauces	Metro cúbico

ANEXO 3
ESTUDIOS GEOFÍSICOS

REPÚBLICA DEL ECUADOR

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS

DIRECCIÓN DE ESTUDIOS VIALES

CARRETERA: BAEZA – NUEVA LOJA

**ESTUDIO GEOFÍSICO
PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS**

ING. DIEGO OLMEDO TOLEDO

Quito, Agosto del 2010



CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1. Antecedentes
- 1.2. Alcance del estudio
- 1.3. Trabajos realizados

2. GENERALIDADES

- 2.1. Ubicación
- 2.2. Vías de acceso
- 2.3. Descripción general de la cuenca e información de Hidrología e Hidráulica

3. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS

- 3.1 Relleno artificial
- 3.2 Aluviales de cauce
- 3.3 Depósitos Laharíticos
- 3.4 Formación Misahuallí

4. GEOFÍSICA (SÍSMICA DE REFRACCIÓN)

- 4.1. Fundamento teórico
- 4.2. Investigación geofísica de campo
- 4.3. Simbología aplicada
- 4.4. Equipos utilizados
- 4.5. Método de análisis
- 4.6. Resultados de la interpretación
- 4.7. Estimación de la capacidad de carga
 - 4.7.1 Parámetros elásticos y físicos
 - 4.7.2 Cálculo de la capacidad de carga en base a sísmica de refracción

5. OBRAS DE DEFENSA

6. FUENTES DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 7.1 Conclusiones
- 7.2 Recomendaciones

FIGURAS

- N°1:** Mapa de ubicación general del proyecto.
- N°2:** Mapa de ubicación local del área de implantación del puente sobre el río Piedra Fina dos

ANEXOS

- N°1:** Dromocronas
- N°2:** Cotas y espesores de las capas geofísicas
- N°3:** Perfiles geofísicos
- N°4:** Mapa Geológico y localización de investigaciones geofísicas
- N°5:** Perfil geológico-geofísico cruce río Piedra Fina dos
- N°6:** Fuentes de Materiales de Construcción
- N°7:** Sismogramas



PROYECTO: PUENTES DE LA AMAZONIA ECUATORIANA

ESTUDIO GEOFÍSICO **PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS**

1. INTRODUCCIÓN.-

1.1 Antecedentes.-

El Gobierno de la República del Ecuador, a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, a fin de elevar el nivel de servicio de la red de caminos en la zona oriental, ha implementado un proyecto para la realización de los estudios definitivos de varios puentes ubicados en diversas provincias de la Amazonía Ecuatoriana, de los cuales se les han asignado al Consultor “ Ing. Diego Olmedo Toledo”, para que realice los mencionados estudios de algunos puentes, dentro de los que consta el estudio del Puente sobre el río Piedra Fina dos, localizado en la provincia de Sucumbios; y tiene una longitud aproximada de 45 m. En el desarrollo de los estudios hay que realizar un estudio geofísico, el mismo que se presenta a continuación y es el objetivo de este reporte.

1.2 Alcance del estudio.-

En el sitio donde se efectuó las investigaciones de geología y geofísica, se tuvo como objeto la identificación en superficie de las principales unidades litológicas y en profundidad la distribución de los estratos subyacentes de eventuales variaciones litológicas, las mismas que están reflejadas en los valores de las velocidades sísmicas calculadas, así como también tomando como dato principal el valor de estas velocidades, obtener los espesores de los diferentes horizontes y en definitiva poder evaluar con el apoyo geológico – geotécnico, la capacidad portante de los materiales, profundidades y tipos de cimentación.

1.3 Trabajos realizados.-

En cuanto se refiere al aspecto geológico y paralelamente al levantamiento topográfico, se ejecutó la investigación geológica de superficie que consistió en la identificación de las diferentes unidades litológicas que sirven de base para la interpretación geofísica y luego se procedió a realizar los respectivos sondajes sísmicos ubicados a lo largo de las líneas sísmicas determinadas con anterioridad.

En la oficina se analizaron los valores obtenidos de las trazas leídas en los sismogramas; con cuyos datos se realizó los gráficos y cálculos correspondientes y por último la redacción del informe respectivo.

2. GENERALIDADES

2.1 Ubicación.-

El área donde se ubicará el nuevo puente sobre el río Piedra Fina dos, se encuentra en el tramo Santa Rosa del Quijos – El Reventador, de la carretera: Baeza – Nueva Loja, Km 63+430 – 63+475. El cruce por el río Piedra Fina dos se lo efectúa por su cauce, al momento no hay ningún tipo de obra sobre este drenaje; ya que un puente

provisional que existía, ha fallado como consecuencia de los aluviones que bajan desde las partes altas de la cuenca de este drenaje.

La ubicación geográfica del sitio en estudio es la siguiente:

Localización	Latitud N	Longitud E	Altitud m.s.n.m.
Río Piedra Fina dos	9,985.727	209.432	1310

En la Figura N°1 se presenta la ubicación general del puente en referencia y en la Figura N°2 la localización local del cruce del puente sobre el río Piedra Fina dos; así como también en la Fotos: 1, 2 y 3, se puede observar el área del cruce en estudio.





2.2 Vías de acceso.-

Para llegar al sitio de estudio se lo puede realizar; desde Quito, por la carretera: Quito – Baeza – Pifo – Baeza – El Chaco – Santa Rosa del Quijos – El Reventador – Nueva Loja, la misma que se encuentra a nivel de pavimento asfáltico, en condiciones regulares a aceptables.

2.3 Descripción general de la cuenca e información de Hidrología e Hidráulica.-

El área del cruce del puente sobre el río Piedra Fina dos presenta un relieve montañoso, donde las laderas de los flancos que forma en río, tienen pendientes naturales transversales de hasta de 45° de inclinación, desarrollada entre las cotas 1290 a 1310 msnm. La pendiente natural a lo largo del cauce en el sitio del puente, es alrededor del 15%.

Del estudio Hidrológico e hidráulico se ha obtenido la siguiente información:

Área de drenaje	Km ²	4.45
Longitud del cauce principal	Km	4.5
Altitud mínima de la cuenca	m	1290
Altitud máxima de la cuenca	m	2460
Desnivel general	m	1170
Pendiente de la cuenca	%	30
Velocidad del agua	m/s	3
Caudal de diseño	m ³ /s	91.5
Socavación máxima	m	1.47

PROYECTO: PUENTES DE LA AMAZONIA ECUATORIANA

MAPA DE UBICACIÓN GENERAL

PUENTE: RIO PIEDRA FINA DOS

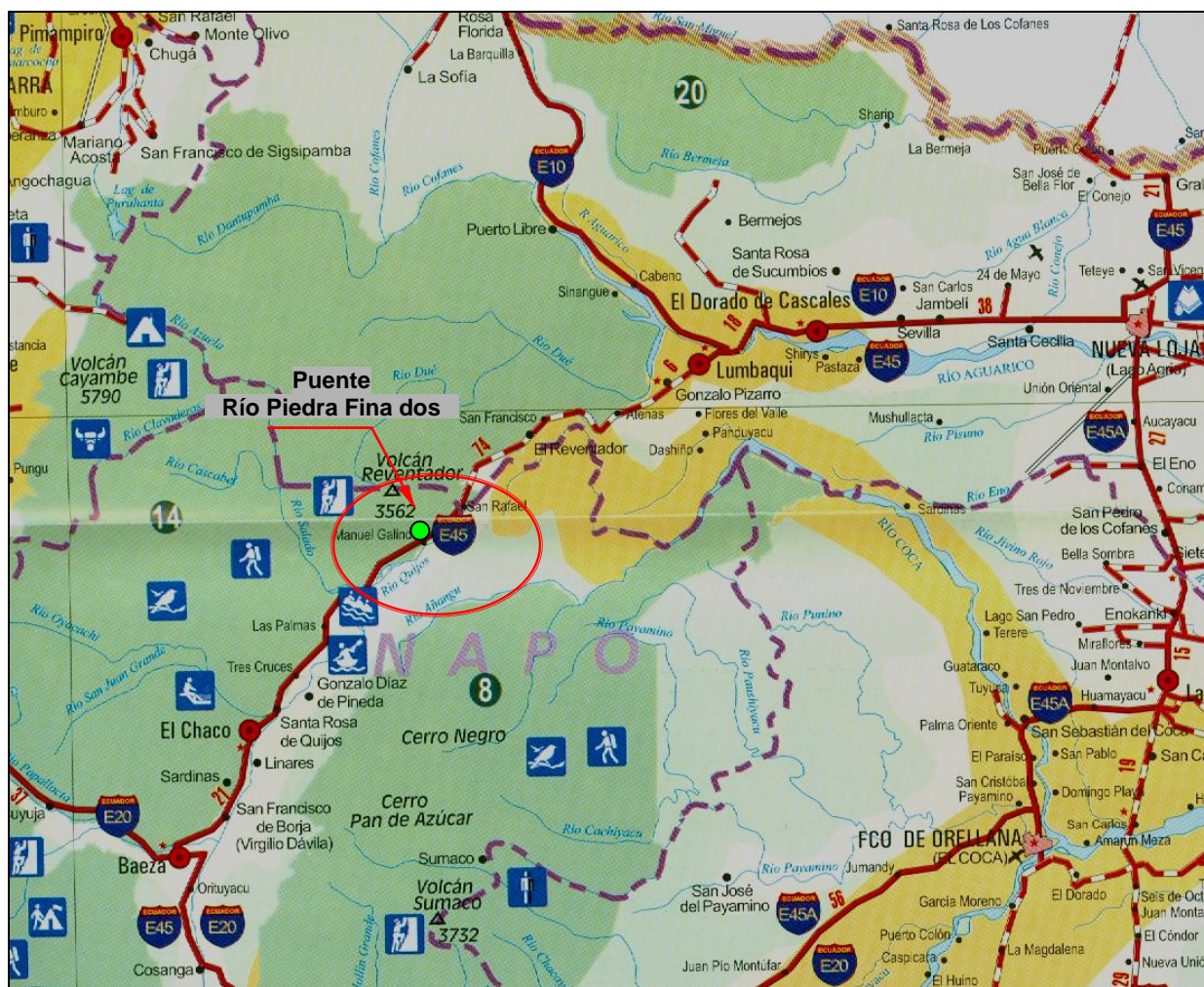


FIGURA : N°1

PROYECTO: PUENTES DE LA AMAZONIA ECUATORIANA

MAPA DE UBICACIÓN LOCAL

PUENTE: RIO PIEDRA FINA DOS



FIGURA : N°2

3. GEOLOGÍA DEL ÁREA DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS.-

Las unidades litológicas presentes en el área del cruce, pertenecen al Cuaternario (Holoceno) y Jurásico (Mesozoico), representados por depósitos aluviales de cauce, Depósitos Laharíticos y a la Formación Misahuallí; respectivamente.

Cuaternario:

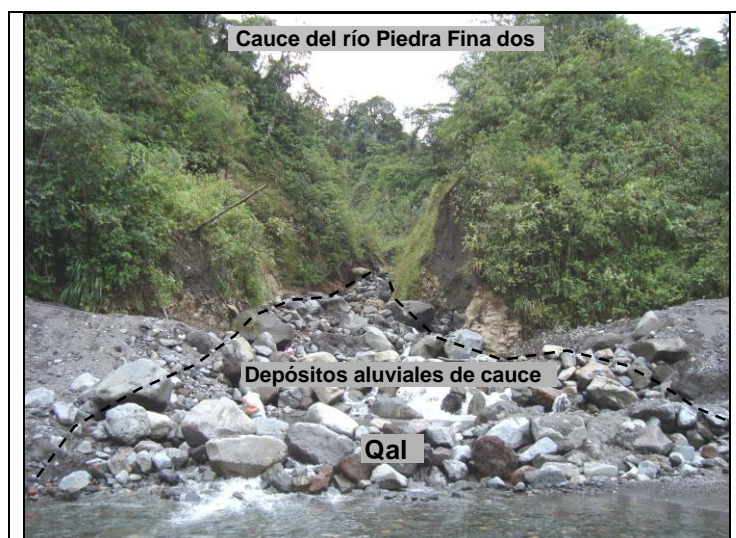
3.1. Relleno artificial (ra).-

Especialmente a la salida del puente, lado izquierdo del río Piedra Fina dos, con el objeto de llegar al nivel de rasante, se ha colocado material de relleno sacado del corte cercano de la carretera y está conformado por material de fragmentos pequeños de roca volcánica con clastos menores entremezclados con finos areno limosos, poco compactados y en sitios con material vegetal y hacia abajo se encuentra los lahares. Foto: 4.



3.2. Aluviales de cauce (Qal).-

Estos depósitos se encuentran ocupando el cauce del río Piedra fina dos y están compuestos por bloques de roca volcánica del volcán Reventador, subangulosos, con clastos menores de roca y gravas con arenas en menor porcentaje. Los tamaños de los bloques llegan hasta los 2m y están sueltos. Foto: 5.

**FOTO: 5**

Aluviales de cauce: Bloques y clastos menores con arenas y gravas en menor porcentaje, de origen volcánico, sueltos

3.3. Depósitos laharíticos (Lh).- Terciario

En el área de implantación del puente en estudio, en gran parte se observan materiales volcánicos tipo lahares que son una mezcla heterogénea de fragmentos sub angulosos de hasta unos 30cm de tamaño, con clastos angulosos, distribuidos en una matriz areno limosa grisácea, medianamente compactados a compactados. Foto: 6.

**FOTO: 6**

Depósitos laharíticos, en talud derecho de cauce del río: Mezcla de fragmentos pequeños y clastos menores de roca, en matriz areno limosa

Mesozoico:

3.4. Formación Misahuallí (JK_m).- Jurásico

Esta unidad litológica, constituye el basamento del área y está representada por rocas volcánicas tipo andesitas, de grano grueso, amarillentas por meteorización, de

resistencia media, altamente fracturadas. Hay buenos afloramientos aguas arriba del cruce del puente en estudio, en los flancos del río, como se puede ver en la Foto:7.



4. **GEOFÍSICA. (SÍSMICA DE REFRACCIÓN)**

4.1. **Fundamento Teórico.-**

El método de investigación por sísmica de refracción estuvo en función de los objetivos, escala de trabajo, accesibilidad, geología de la zona, clima, entre otros.

La sísmica de refracción está basada en la medida del tiempo requerido para que una onda de choque compresional, pase de un punto a otro a través del subsuelo.

Las ondas elásticas generadas en superficie por una explosión, producen ondas “P” o primarias, ondas “S” o secundarias y ondas superficiales; para la interpretación por el método de sísmica de refracción se emplean todos estos tipos de ondas, pero principalmente las ondas “P”.

Para el caso de la interpretación geofísica se acepta que la onda generada externamente y que se transmite por un determinado medio, es refractada por la frontera entre dos capas diferentes, debiéndose cumplir siempre que la velocidad de la capa superior V_1 es menor de que la capa inferior V_2 .

El equipo con el cual se toma los datos es un Sismógrafo acoplado a geófonos, con posibilidad de medir hasta 12 llegadas del frente de onda simultáneamente.

4.2 **Investigación geofísica de campo.-**

En el sitio del cruce del puente proyectado sobre el río Piedra Fina dos, se efectuaron 2 perfiles sísmicos, identificados como: LS-A y LS-B; para obtener las velocidades longitudinales (V_P) y para las velocidades transversales (V_S) dos perfiles localizados uno en cada margen, marcados como: PS-1 y PS-2; cuyas cantidades realizadas, se resumen de la siguiente manera:

CUADRO N°1: CANTIDADES DE SÍSMICA REALIZADA

PUENTE	PERFIL	UBICACIÓN	LONGITUD EJECUTADA (m)
Río Piedra Fina 2	LS-A	Margen derecha	60
	LS-B	Margen izquierda	60
Total:			120 m

PUENTE	PERFIL	UBICACIÓN	LONGITUD EJECUTADA (m)
Río Piedra Fina 2	PS-1	Margen derecha	60
	PS-2	Margen izquierda	60
Total:			120 m

4.3 Simbología aplicada.-

- Los perfiles sísmicos de refracción vienen marcados así:
 LS – A = Perfil sísmico A (V_p)
 PS – 1 = Perfil sísmico 1 (V_s)
- La ubicación de los geófonos receptores están indicados como:
 G1 - - - G12
- En las bases sísmicas de 60m de longitud se ha procedido a realizar los sondeos sísmicos, usando explosivos y que están señalados como:
 SR1 hasta SR4 y D1 a D4

4.4 Equipos utilizados.-

Las investigaciones se efectuaron utilizando un sismógrafo de refracción tipo: Geometrics, ES - 3000 , de 12 canales; como también se emplearon sus respectivos accesorios de cables, geófonos, batería. En el Cuadro N°4 consta un detalle del equipo empleado:

CUADRO N°2: LISTA DE EQUIPOS UTILIZADOS

NOMBRE	ESPECIFICACIÓN	FABRICANTE	CANTIDAD
Sismógrafo	ES-3000	Geometrics	1
Geófonos	Verticales 14 Hz ondas P	Geometrics	12
Geófonos	Horizontales 14 Hz ondas S	Geometrics	12
Detonador	Blaster alto voltaje	Geometrics	1
Cable geófonos	12 tomas c/10m	Geometrics	1
Laptop	Toshiba		1
Batería	12 V 24 A	Bosch	1
Equipo de comunicación	MJ270R	Motorola	4

4.5 Método de análisis.-

Luego de obtenidos los sismogramas, se realizó el procesamiento e interpretación de los resultados, con ayuda del programa “SeisImager/2D REFRACTION ANALYSIS SOFTWARE” DE LA EMPRESA Geometrics. Se identificaron las primeras llegadas de las ondas refractadas a los geófonos y se elaboraron los gráficos tiempo de llegada en función de las distancias entre los geófonos, llamados DROMOCRONAS.

4.6 Resultados de la Interpretación.-

En base a los valores obtenidos de las diferentes trazas, del cálculo de las dromocronas y de los perfiles sísmicos realizados y complementados con los levantamientos topográficos y geológicos; se ha determinado los siguientes resultados que equivalen al área donde se implantará una estructura de un puente sobre el río Piedra Fina dos y hasta donde cubren las líneas sísmicas: A y B.

Esta información, correlacionándola con la geología del área, podemos interpretar de la siguiente manera:

Margen derecha: 63+430

capa	velocidades (m/s)	espesores (m)	tipo de material estimado
Superficial	380 220*	0.70 – 2.00	Material de mejoramiento de la vía
Segunda	1330 550*	7.40 – 12.40	Depósitos laharíticos medianamente compactados
Tercera	1650	desconocido	Depósitos laharíticos altamente compactados

Margen izquierda: 63+475

capa	velocidades (m/s)	espesores (m)	tipo de material estimado
Superficial	360 210*	4.40 – 6.40	Material de relleno
Segunda	1280 440*	desconocido	Depósitos laharíticos medianamente compactados

V= 1330 (Velocidades sísmicas longitudinales)

V= 550* (Velocidades sísmicas transversales)

4.7 Determinación de los parámetros del suelo y capacidad de carga.-

4.7.1 Parámetros elásticos y físicos.-

Los parámetros elásticos dinámicos son:

- **Coeficiente de Poisson: (μ)**

$$\mu = \frac{0,5 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- **Peso Volumétrico: (γ)**

•

$$\gamma = 0,01516 \cdot \sqrt{V_p} + 1,5$$

- **Módulo elástico dinámico: (E_{din})**

$$E_{din} = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \times \frac{\gamma}{g} V_p^2$$

- **Módulo elástico dinámico máximo: ($E_{din\ máx}$)**

$$E_{din\ máx} = 1300000$$

- **Módulo elástico estático: (E_{est})**

$$E_{est} = 0,97 \left(\frac{E_{din}}{E_{din\ máx}} \right)^{0.141} E_{din}$$

- **Módulo de deformación: (E_{def})**

$$E_{def} = 0.045(E_{est}) + 70$$

- **Módulo dinámico de corte: (G)**

$$G = \gamma V_s^2$$

4.7.2 Cálculo de la capacidad de carga en base a sísmica de refracción.-

Para el cálculo se utilizó la siguiente expresión:

$$q_a = \frac{S \cdot E_{def}}{B(1 - \mu^2)}$$

MARGEN DERECHA: 63+431

Parámetros geotécnicos			
Abscisa		63+430	
Velocidad Longitudinal		V_p	1330 m/s
Velocidad Transversal		V_s	470 m/s
Coeficiente de Poisson		μ	0.43
Peso volumétrico		γ	2.05 gr/cm ³
Módulo Elástico dinámico		E_{din}	13221 kg/cm ²
Módulo Elástico estático		E_{est}	6715 kg/cm ²
Módulo de deformación		E_{def}	372 kg/cm ²
Asentamiento		S	2.50 cm
gravedad		g	9.80 m/seg ²
Módulo dinámico de corte		G	4528 MPa
Datos para la cimentación			
Ancho de Zapata (B)	3m	Capacidad de carga (q_a)	3.80 kg/cm ²
	4m		2.90 kg/cm ²
	5m		2.30 kg/cm ²
Cota de cimentación		1302 msnm	
Tipo de cimentación		Directa	

MARGEN IZQUIERDA: 63+476

Parámetros geotécnicos			
Abscisa		63+475	
Velocidad Longitudinal		V_p	1280 m/s
Velocidad Transversal		V_s	440 m/s
Coeficiente de Poisson		μ	0.43
Peso volumétrico		γ	2.04 gr/cm ³
Módulo Elástico dinámico		E_{din}	11563 kg/cm ²
Módulo Elástico estático		E_{est}	5764 kg/cm ²
Módulo de deformación		E_{def}	329 kg/cm ²
Asentamiento		S	2.50 cm
gravedad		g	9.80 m/seg ²
Módulo dinámico de corte		G	3949 MPa
Datos para la cimentación			
Ancho de Zapata (B)	3m	Capacidad de carga (q_a)	3.40 kg/cm ²
	4m		2.50 kg/cm ²
	5m		2.00 kg/cm ²
Cota de cimentación		1302 msnm	
Tipo de cimentación		Directa	

5. OBRAS DE DEFENSA.-

Con el objeto de controlar cualquier proceso acelerado de socavación no prevista, que pueda ocurrir en épocas de crecidas de consideración, y con el fin de proteger a la estructura del puente; se recomienda colocar un enrocamiento sobre el relleno de las excavaciones frente al cauce. Los rellenos de acceso deberán protegerse de la erosión mediante la construcción de los respectivos muros de ala y de posibles avalanchas de escombros que vienen desde las faldas del volcán Reventador.

6. FUENTES DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.-

En atención de que en la construcción del puente sobre el río Piedra Fina dos, se requerirá el uso de hormigones de alta resistencia; del reconocimiento efectuado en el campo, se ha podido definir los siguientes sitios que pueden servir para estos objetivos:

- **Mina río Malo:** Está localizada en las coordenadas UTM: N 9983417 – E 0206408 y a unos 4 Km del cruce del puente en estudio, en el sitio del puente sobre el río Malo.
Se trata de depósitos aluviales representados por cantos rodados, gravas y arenas, donde las arenas están en buen porcentaje. La Mina está inactiva al momento y tiene acceso vehicular. Son aptos para hormigones y ciertas obras de arte.
Referencias: Foto: 8 y la ficha de descripción del Anexo: 6, hoja 1 de 2.
- **Mina río Salado:** Se encuentra en las coordenadas UTM: N9978155 – E0199522 y a unos 15 Km del cruce del puente en estudio, en el área del río Salado.
Son depósitos aluviales de cauce constituidos de cantos rodados, gravas y arenas. Al momento no se encuentra intervenida. Son aptos para hormigones y hay cantidades suficientes.
Referencias: Foto: 9 y la ficha de descripción del Anexo: 6, hoja 1 de 2.





7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones.-

- Se realizaron cuatro perfiles sísmicos a lo largo del eje del cruce del río Piedra Fina dos, dos en cada margen; en una longitud total de 240 m de investigación.
- Para la investigación sísmica se utilizó un sismógrafo tipo: Geometrics ES-3000, de doce canales.
- El puente en estudio tiene una longitud alrededor de 45 m.
- En el sitio donde está proyectado cruzar con un puente al río Piedra Fina dos, que se localiza en el área de Piedra Fina, se ha determinado que existen tres horizontes sísmicos para la margen izquierda y dos para la derecha.
- Los horizontes sísmicos interpretados, de acuerdo a la geología del área, pertenecen a materiales de relleno artificial (Mezcla de fragmentos pequeños de roca con finos limo arenosos, poco compactados) y a depósitos laharríticos (Fragmentos pequeños y clastos menores de roca volcánica, distribuidos en una matriz limo arenosa, mediana a altamente compactados).
- Como se puede ver, del análisis e interpretación geofísica (sísmica de refracción), en resumen, para toda el área investigada se han obtenido que para la margen derecha (estribo derecho) existen tres horizontes sísmicos identificados como: Capa 1 con velocidades de 380 m/s y espesores de 0.70-2.00 m; Capa 2 de velocidades 1330 m/s y espesores de 7.40-12.40 m; y la capa 3 con velocidades mayores a 1650. Mientras que, para la margen izquierda (estribo izquierdo), se han obtenido dos horizontes sísmicos definidos como: Capa 1 con velocidades de 360 m/s y espesores de 4.40-6.40m y capa 2 con velocidades mayores a 1280 m/s.

- Para estimar las cotas de cimentación y los posibles esfuerzos admisibles de los materiales, se ha tomado como referencia la información obtenida para el horizonte 2 en cuanto se refiere a las velocidades sísmicas con las que se ha calculado los parámetros elásticos dinámicos y ciertas características del terreno donde se cimentará la estructura en estudio.
- Los horizontes sísmicos obtenidos, no reflejan a contactos o unidades litológicas, sino más bien están relacionados con la compacidad de los materiales.
- El perfil tipo estratigráfico investigado desde arriba hacia abajo, para el área es: Para la margen derecha: Material de mejoramiento y hacia abajo lahares; para la margen izquierda en la parte superior se encuentra un relleno y hacia abajo los lahares.
- De los resultados obtenidos de la investigación Geofísica por el método de refracción sísmica, puede señalarse que, tanto la margen izquierda como la margen derecha del área de implantación del puente sobre el río Piedra Fina dos, la capa 2 es apta para la cimentación del puente.
- En el área de implantación, se habían realizado dos perforaciones mecánicas, localizadas en los estribos del puente en estudio, las mismas que atravesaron materiales de relleno, material de mejoramiento de la vía y depósitos laháríticos; que en forma global, se trata de materiales granulares compuestos por fragmentos pequeños de roca con finos, de sueltos a altamente compactados; que en los registros de perforación se los denomina coluviales y aluviales. Estos materiales presentan un número de golpes en el Ensayo SPT de 9 a 33 hasta una profundidad de 6m y desde esta profundidad son mayores a 40 golpes. Por lo que se estima que, a partir de los 6m de profundidad de acuerdo a la estructura del puente que tiene una luz de consideración, sería la cimentación de los estribos con una capacidad portante de unas 20 T/m².

Con las investigaciones geofísicas, se ha tratado de zonificar el perfil estratigráfico del cruce, de acuerdo a las velocidades sísmicas interpretadas con el levantamiento geológico; con lo que se ha obtenido diferentes estados de compacidad de los materiales los que definen las profundidades de cimentación y ratifican o rectifican los resultados de las perforaciones que puedan tener resultados erróneos por tratarse de materiales granulares y los ensayos de SPT no sea verdaderos.

7.2 **Recomendaciones.-**

- Desde el punto de vista geológico-geofísico; se estima que la cota 1302 msnm, con un esfuerzo admisible de 20 T/m² sería la recomendada para la cimentación del estribo derecho (63+431) y la 1302 msnm para el izquierdo (63+476) con 20 T/m², para el puente en estudio.
- A fin de precautelar la estabilidad del puente, considerando la velocidad calculada del agua en crecientes y con el objeto de controlar cualquier proceso acelerado de socavación no prevista, se recomienda colocar un enrocamiento sobre el relleno de las excavaciones frente al cauce; además, los rellenos deberán protegerse de la erosión mediante la construcción de los respectivos muros de ala.



- Para el diseño de obras complementarias como muros de ala, muros defensa, pantallas u otros elementos sometidos a empujes, para su evaluación, puede usarse un ángulo de fricción interna de 32° y un peso específico de 1.80 T/m^3 , parámetros ponderados que corresponden a los materiales granulares que se acostumbra a colocar atrás de esta estructuras.
- Se recomienda utilizar los materiales de la Mina río Malo o del río Salado, localizadas en las márgenes de estos drenajes a 4Km y 15 Km de distancia del sitio del cruce, donde se tienen agregados tipo aluviales de buena calidad y en cantidad suficientes.

Ing. Diego Olmedo Toledo

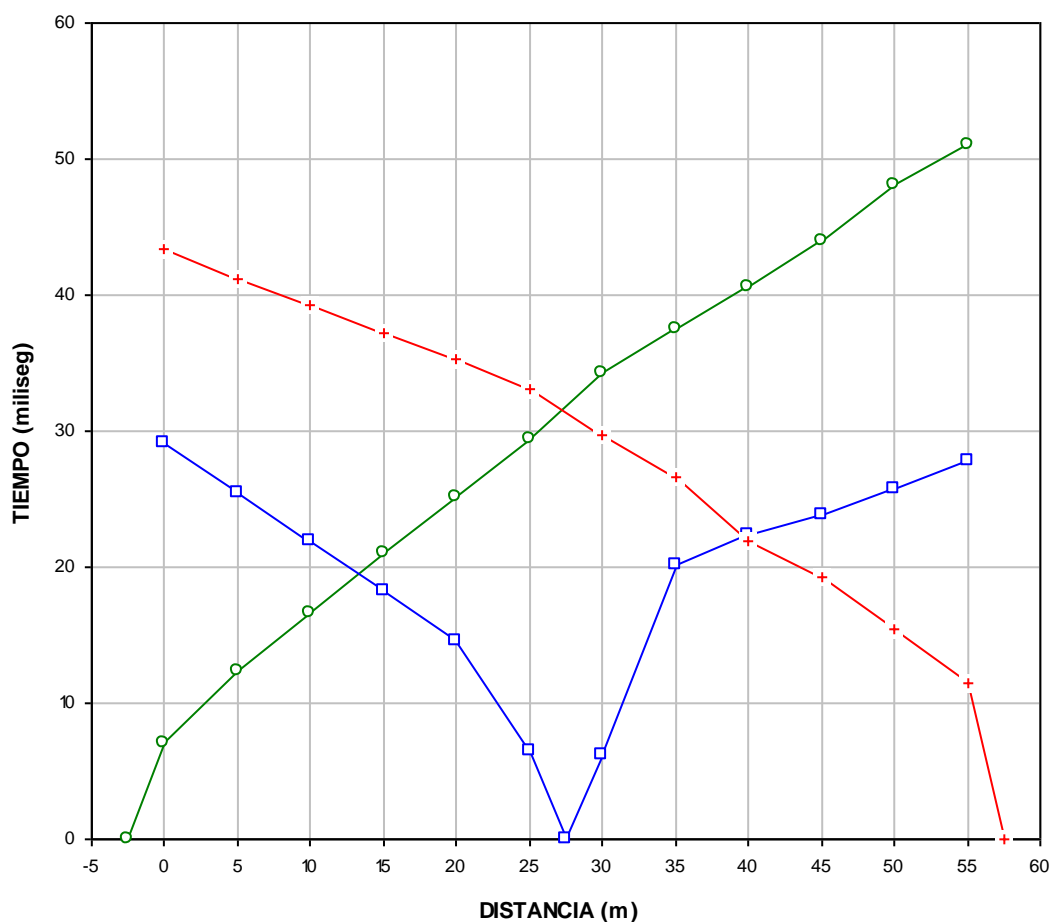
*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia de Sucumbios*

ANEXO Nº1: DROMOCRONAS

ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES

CARRETERA: BAEZA – NUEVA LOJA

PUENTE: RÍO PIEDRA FINA DOS DROMOCRONA LS-A

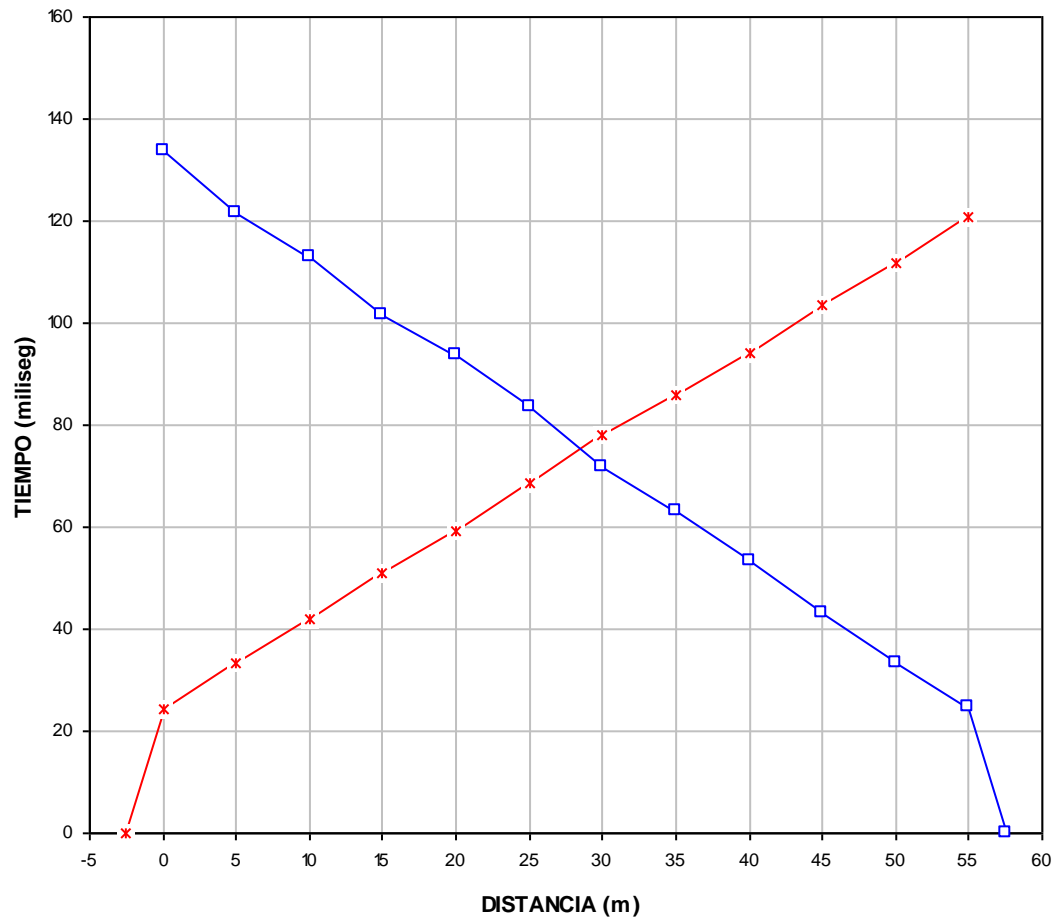


Sondaje Sísmico			SR-1	SR-2	SR-3
Posición (m)			-2,5	27,5	57,5
Elevación (m)			1314,9	1312,1	1310,1
Geófono	Posición (m)	Elevación (m)	Tiempo (miliseg)		
G.1	0	1314,3	7,0	29,2	43,4
G.2	5	1313,6	12,4	25,4	41,2
G.3	10	1313,6	16,7	22,0	39,3
G.4	15	1312,8	21,1	18,3	37,1
G.5	20	1312,4	25,1	14,6	35,3
G.6	25	1312,2	29,4	6,5	33,1
G.7	30	1312,2	34,3	6,2	29,8
G.8	35	1311,7	37,5	20,1	26,6
G.9	40	1311,0	40,6	22,3	22,0
G.10	45	1310,7	44,0	23,9	19,2
G.11	50	1310,4	48,0	25,7	15,5
G.12	55	1310,3	51,1	27,8	11,4

ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES

CARRETERA: BAEZA – NUEVA LOJA

PUENTE: RÍO PIEDRA FINA DOS DROMOCRONA PS-1

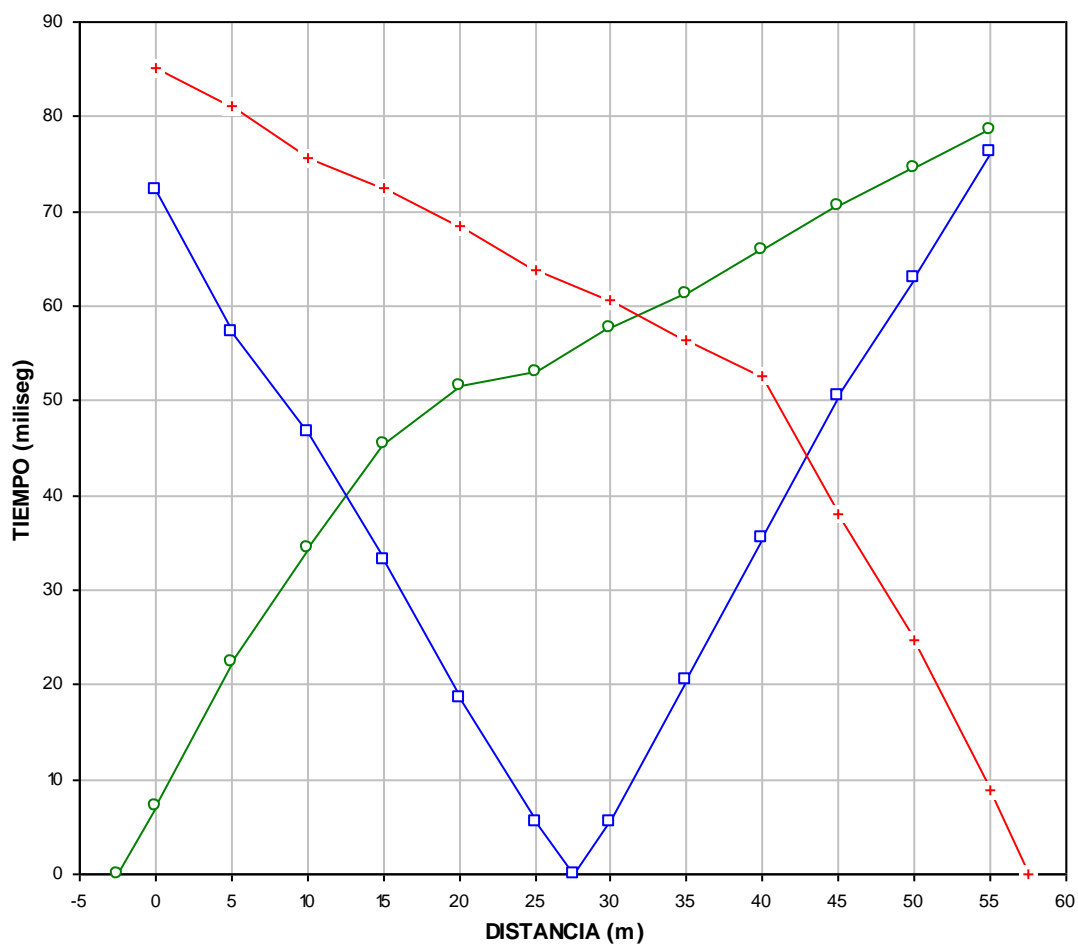


Sondaje Sísmico			D-1	D-2
Posición (m)			-2,5	57,5
Elevación (m)			1314,9	1310,1
Geófono	Posición (m)	Elevación (m)	Tiempo (miliseg)	
G.1	0	1314,3	24,5	133,8
G.2	5	1313,6	33,3	121,7
G.3	10	1313,6	42	113,1
G.4	15	1312,8	50,8	101,6
G.5	20	1312,4	59,2	93,9
G.6	25	1312,2	68,8	83,4
G.7	30	1312,2	78,2	71,8
G.8	35	1311,7	85,8	63,2
G.9	40	1311	94,2	53,2
G.10	45	1310,7	103,5	43,1
G.11	50	1310,4	111,7	33,2
G.12	55	1310,3	120,7	24,8

ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES

CARRETERA: BAEZA – NUEVA LOJA

PUENTE: RÍO PIEDRA FINA DOS DROMOCRONA LS-B

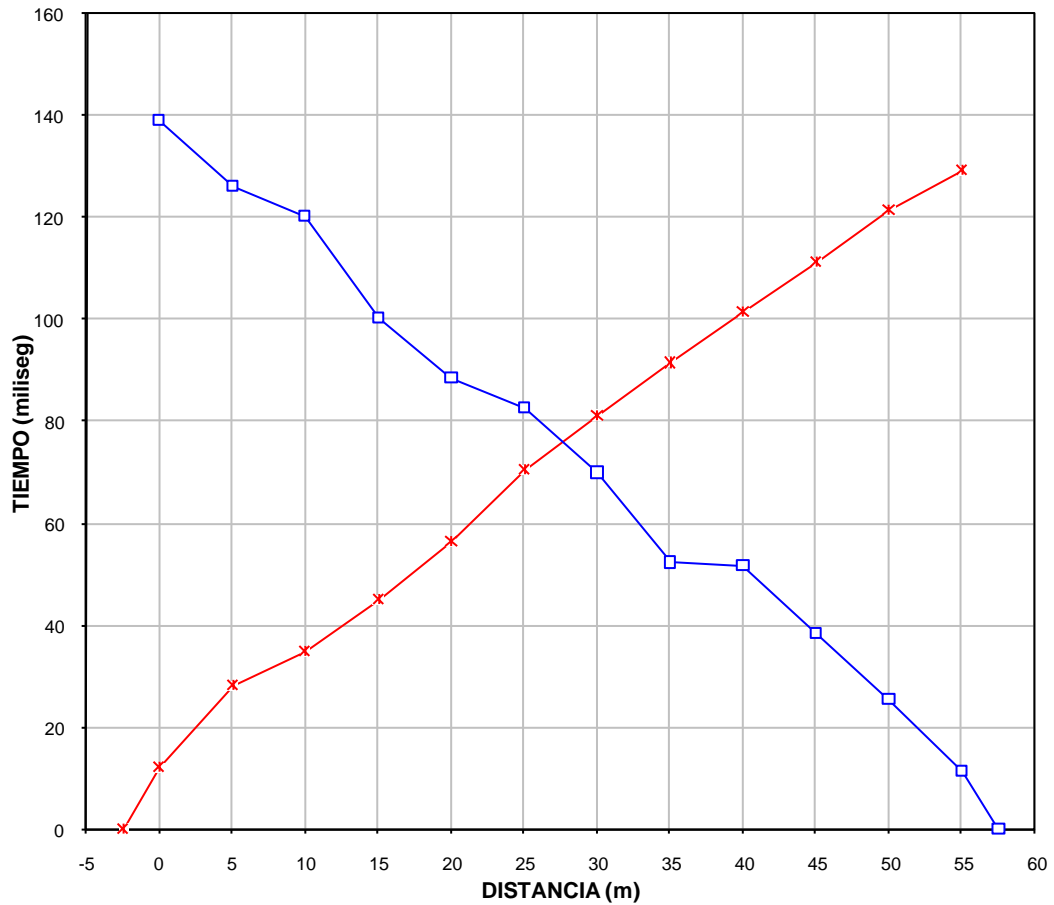


Sondaje Sísmico			SR-4	SR-5	SR-6
Posición (m)			-2,5	27,5	57,5
Elevación (m)			1308,7	1308,7	1307,1
Geófono	Posición (m)	Elevación (m)	Tiempo (miliseg)		
G.1	0	1308,6	7,1	72,2	85,2
G.2	5	1308,8	22,3	57,3	81,1
G.3	10	1308,9	34,5	46,8	75,6
G.4	15	1308,8	45,5	33,3	72,4
G.5	20	1308,6	51,5	18,5	68,5
G.6	25	1308,6	52,9	5,5	63,8
G.7	30	1308,7	57,6	5,5	60,7
G.8	35	1309,0	61,3	20,5	56,4
G.9	40	1309,8	65,9	35,5	52,7
G.10	45	1309,4	70,6	50,5	38,1
G.11	50	1308,9	74,6	63,0	24,8
G.12	55	1308,1	78,7	76,3	9,0

ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES

CARRETERA: BAEZA – NUEVA LOJA

PUENTE: RÍO PIEDRA FINA DOS DROMOCRONA PS-2



Sondaje Sísmico			D-3	D-4
Posición (m)			-2,5	57,5
Elevación (m)			1308,7	1307,1
Geófono	Posición (m)	Elevación (m)	Tiempo (miliseg)	
G.1	0	1308,6	12,1	139,2
G.2	5	1308,8	28,2	126,0
G.3	10	1308,9	34,7	120,3
G.4	15	1308,8	44,9	100,2
G.5	20	1308,6	56,3	88,6
G.6	25	1308,6	70,4	82,6
G.7	30	1308,7	81,2	69,8
G.8	35	1309	91,4	52,3
G.9	40	1309,8	101,3	51,6
G.10	45	1309,4	111,2	38,3
G.11	50	1308,9	121,4	25,3
G.12	55	1308,1	129,2	11,1

Ing. Diego Olmedo Toledo

*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia de Sucumbios*

COTAS Y ESPESORES DE LAS CAPAS SÍSMICAS

LINEA SÍSMICA: LS-A

The spread contains 3 shotpoints and 12 geophones

SP	Elev	X-loc	Y-Loc	Depth
SR-1	1314.88	-2.50	0.00	0.00
SR-2	1312.10	27.50	0.00	0.00
SR-3	1310.10	57.50	0.00	0.00

Geo	Elev	X-loc	Y-Loc	SP 1	SP 2	SP 3
G.1	1314.33	0.00	0.00	7.00 1	29.15 1	43.37 1
G.2	1313.60	5.00	0.00	12.38 1	25.37 1	41.17 1
G.3	1313.60	10.00	0.00	16.68 1	21.95 1	39.33 1
G.4	1312.80	15.00	0.00	21.07 1	18.26 1	37.14 1
G.5	1312.40	20.00	0.00	25.11 1	14.57 1	35.29 1
G.6	1312.20	25.00	0.00	29.41 1	6.50 1	33.10 1
G.7	1312.20	30.00	0.00	34.25 1	6.15 1	29.76 1
G.8	1311.70	35.00	0.00	37.49 1	20.10 1	26.60 1
G.9	1311.00	40.00	0.00	40.56 1	22.30 1	21.95 1
G.10	1310.70	45.00	0.00	43.98 1	23.88 1	19.23 1
G.11	1310.40	50.00	0.00	48.02 1	25.72 1	15.45 1
G.12	1310.30	55.00	0.00	51.09 1	27.83 1	11.41 1

Result			
SP	X-loc	Layer 2	Layer 3
1	-2.50	0.78	7.51
2	27.50	1.65	8.02
3	57.50	1.98	12.42
Geo	X-loc	Layer 2	Layer 3
G.1	0.00	0.80	7.48
G.2	5.00	0.74	7.43
G.3	10.00	1.30	8.27
G.4	15.00	1.10	8.39
G.5	20.00	1.16	8.88
G.6	25.00	1.23	9.49
G.7	30.00	1.54	10.25
G.8	35.00	1.55	10.51
G.9	40.00	1.44	10.60
G.10	45.00	1.70	11.08
G.11	50.00	1.78	11.55
G.12	55.00	1.92	12.20

LÍNEA SÍSMICA: LS - B

The spread contains 3 shotpoints and 12 geophones

SP	Elev	X-loc	Y-Loc	Depth
SR-4	1308.70	-2.50	0.00	0.00
SR-5	1308.65	27.50	0.00	0.00
SR-6	1307.10	57.50	0.00	0.00

Geo	Elev	X-loc	Y-Loc	SP 4	SP 5	SP 6
G.1	1308.60	0.00	0.00	7.11 1	72.16 1	85.16 1
G.2	1308.80	5.00	0.00	22.30 1	57.33 1	81.12 1
G.3	1308.90	10.00	0.00	34.50 1	46.75 1	75.59 1
G.4	1308.80	15.00	0.00	45.48 1	33.25 1	72.43 1
G.5	1308.60	20.00	0.00	51.45 1	18.50 1	68.48 1
G.6	1308.60	25.00	0.00	52.94 1	5.50 1	63.82 1
G.7	1308.70	30.00	0.00	57.59 1	5.50 1	60.66 1
G.8	1309.00	35.00	0.00	61.28 1	20.46 1	56.36 1
G.9	1309.80	40.00	0.00	65.93 1	35.50 1	52.67 1
G.10	1309.40	45.00	0.00	70.58 1	50.50 1	38.10 1
G.11	1308.90	50.00	0.00	74.62 1	63.00 1	24.76 1
G.12	1308.10	55.00	0.00	78.66 1	78.25 1	8.95 1

SP	X-loc	Layer 2
1	-2.50	4.42
2	27.50	5.73
3	57.50	5.47
Geo	X-loc	Layer 2
G.1	0.00	6.26
G.2	5.00	6.14
G.3	10.00	5.96
G.4	15.00	5.95
G.5	20.00	5.83
G.6	25.00	5.74
G.7	30.00	5.72
G.8	35.00	5.71
G.9	40.00	6.37
G.10	45.00	6.27
G.11	50.00	6.11
G.12	55.00	5.56

Ing. Diego Olmedo Toledo

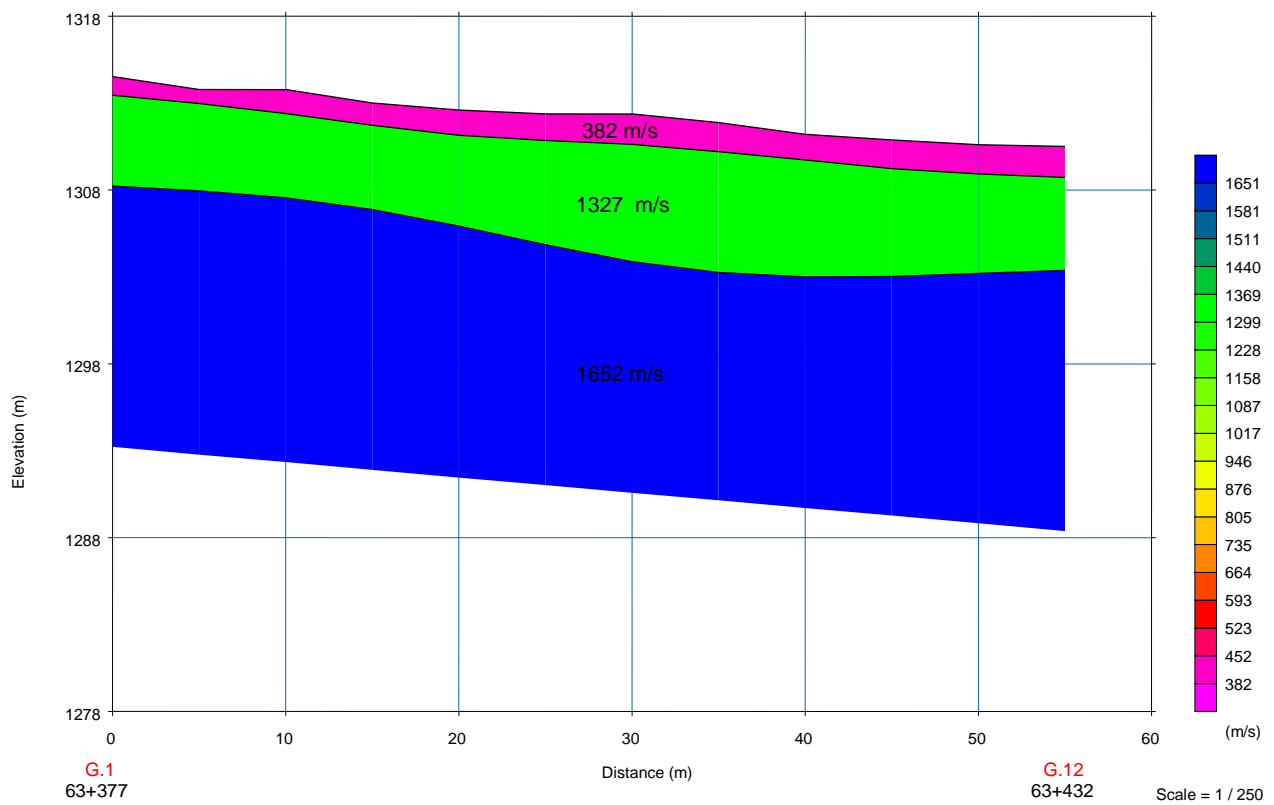
*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia de Sucumbios*

PERFILES GEOFÍSICOS

ANEXO N°3:

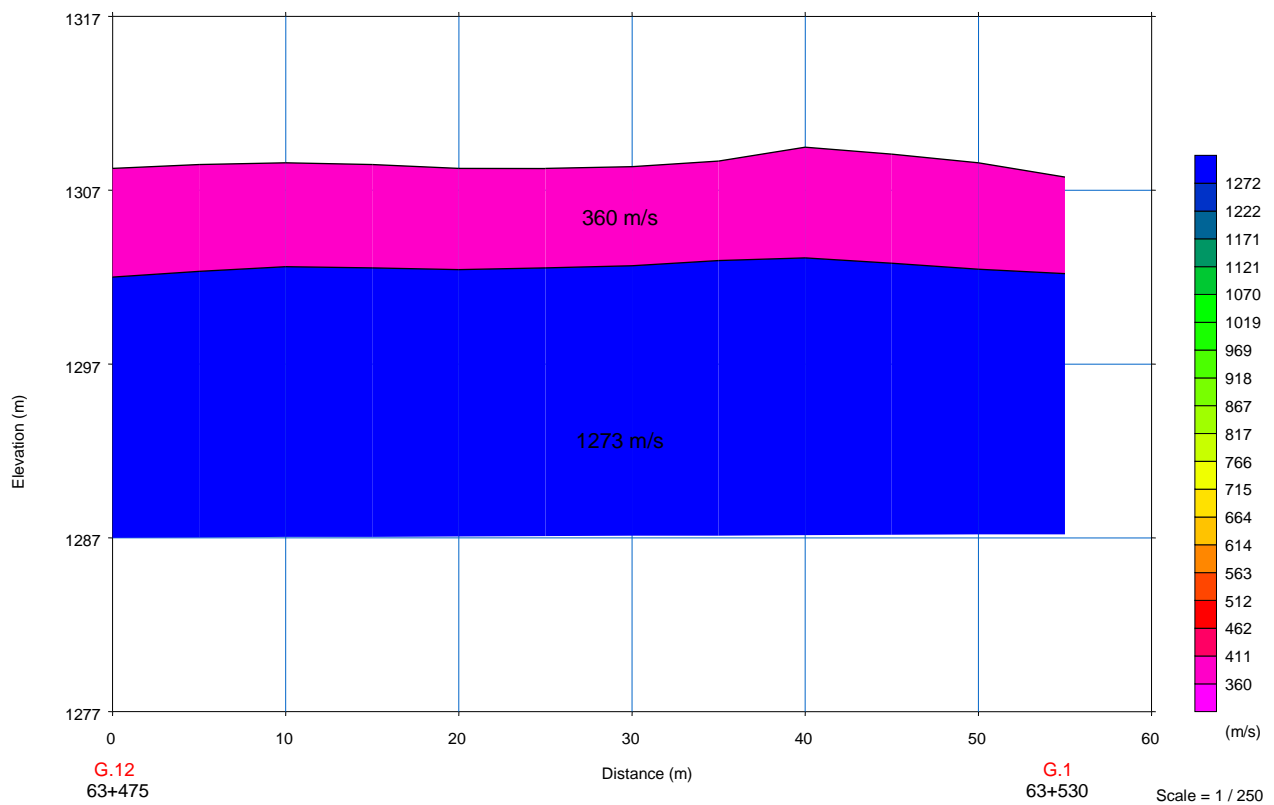
ESTUDIO GEOFÍSICO – PUENTE RÍO PIEDRA FINA DOS

PERFIL GEOFÍSICO: LS-A



ESTUDIO GEOFÍSICO – PUENTE RÍO PIEDRA FINA DOS

PERFIL GEOFÍSICO: LS-B



Ing. Diego Olmedo Toledo

*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia de Sucumbios*

Ing. Diego Olmedo Toledo

*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia del Sucumbios*

ANEXO N°5: PERFIL GEOLÓGICO-GEOFÍSICO CRUCE RÍO PIEDRA FINA DOS

Ing. Diego Olmedo Toledo

*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia De Sucumbios*

ANEXO N°6: MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Ing. Diego Olmedo Toledo

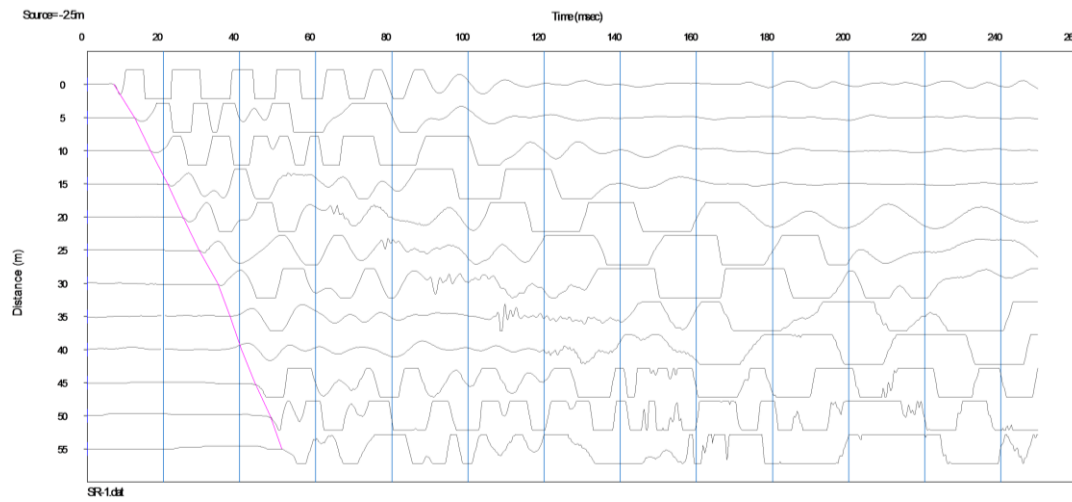
*Proyecto: Estudios definitivos de puentes en la Amazonía Ecuatoriana
Estudio Geofísico: Puente sobre el río Piedra Fina dos
Provincia de Sucumbios*

SISMOGRAMAS

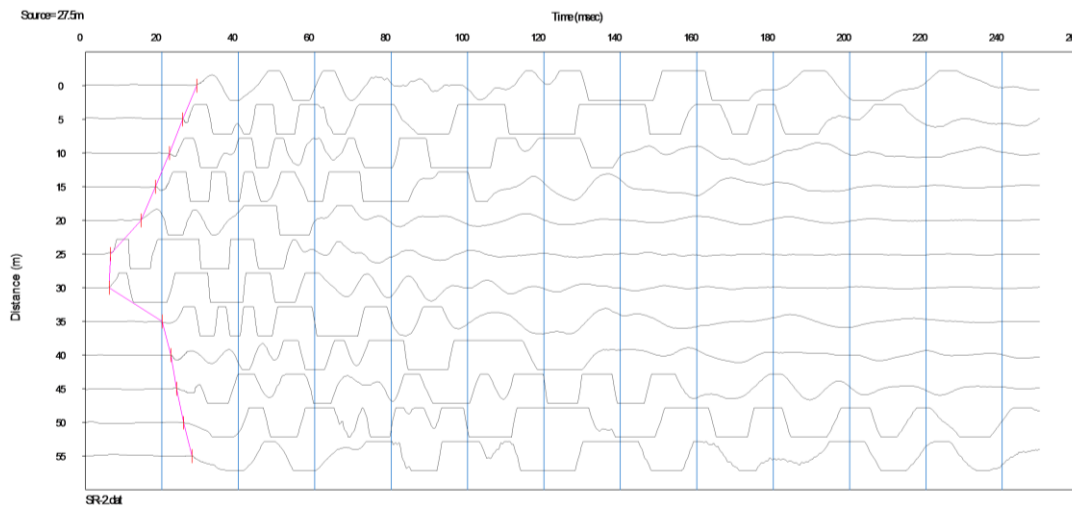
ANEXO Nº7:

ESTUDIO GEOFÍSICO PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS

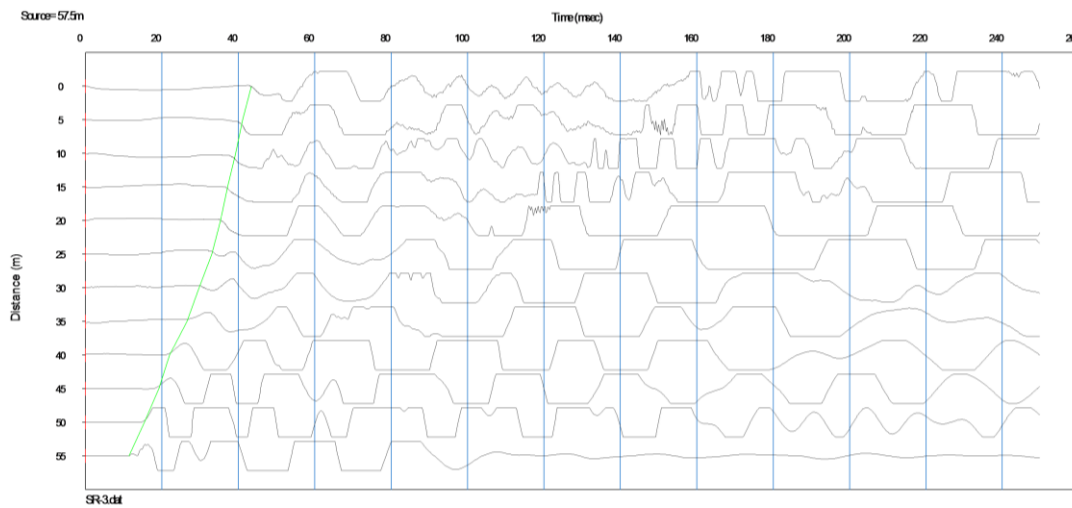
SISMOGRAMA: LS-A; SR-1



SISMOGRAMA: LS-A; SR-2

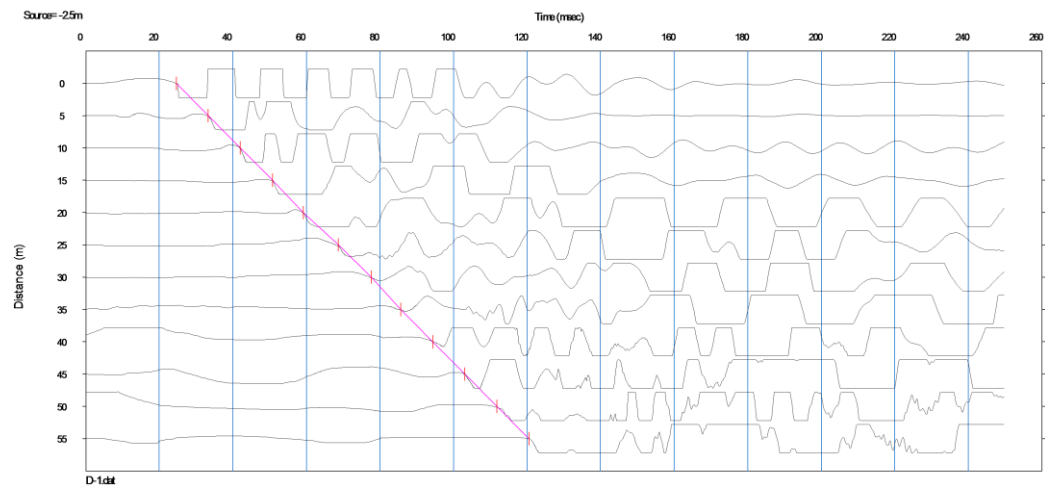


SISMOGRAMA: LS-A; SR-3

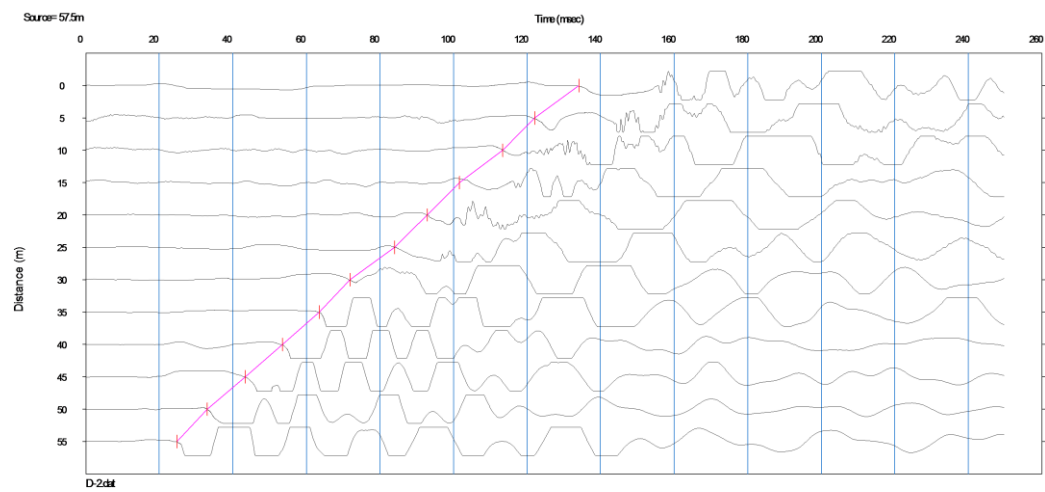


ESTUDIO GEOFÍSICO PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS

SISMOGRAMA: PS-1; D-1

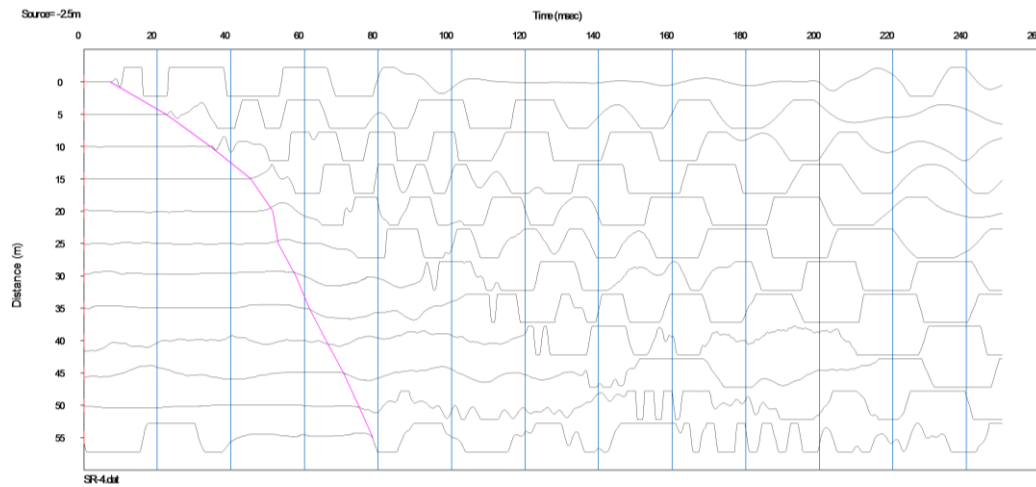


SISMOGRAMA: PS-1; D-2

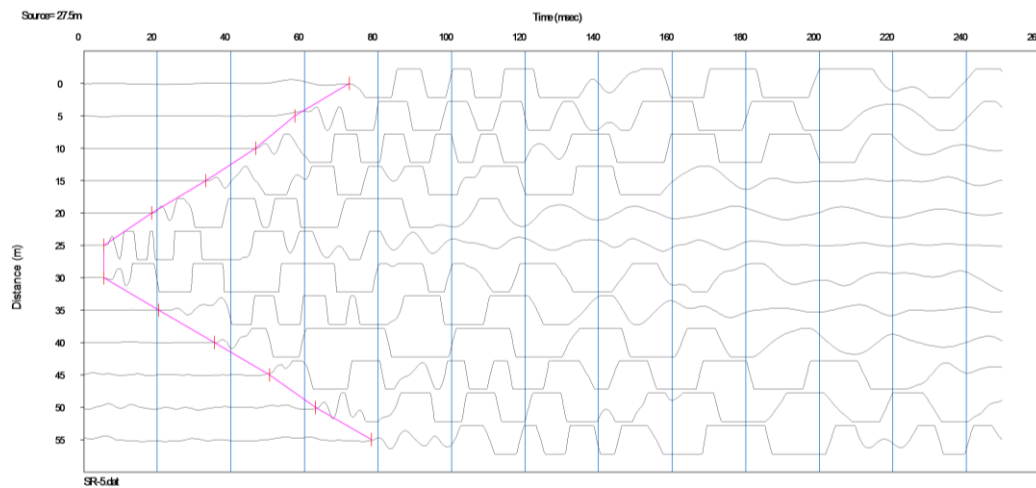


ESTUDIO GEOFÍSICO PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS

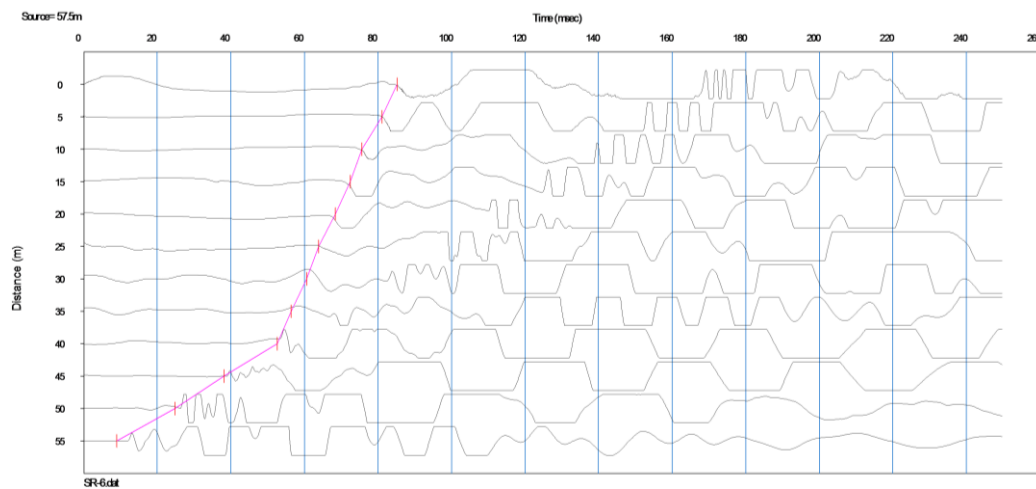
SISMOGRAMA: LS-B; SR-4



SISMOGRAMA: LS-B; SR-5

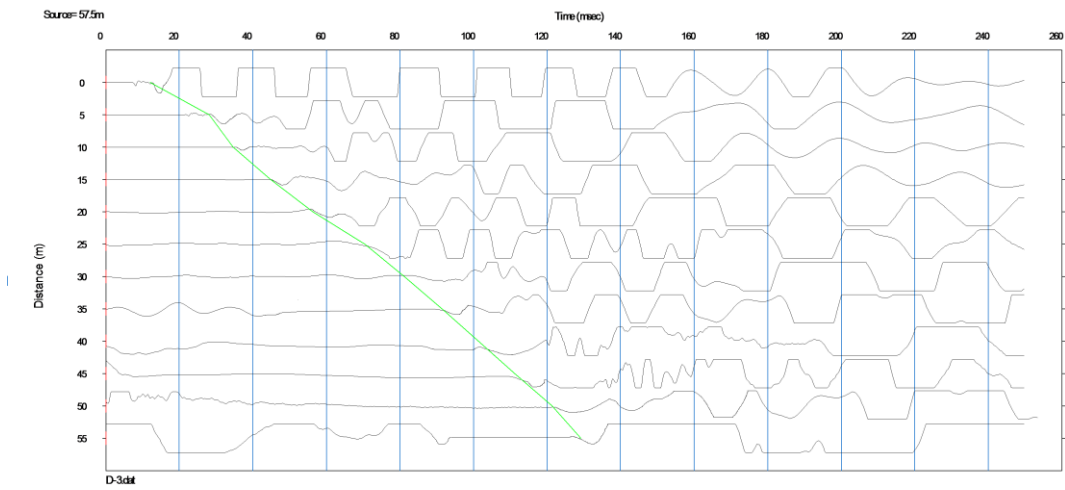


SISMOGRAMA: LS-B; SR-6

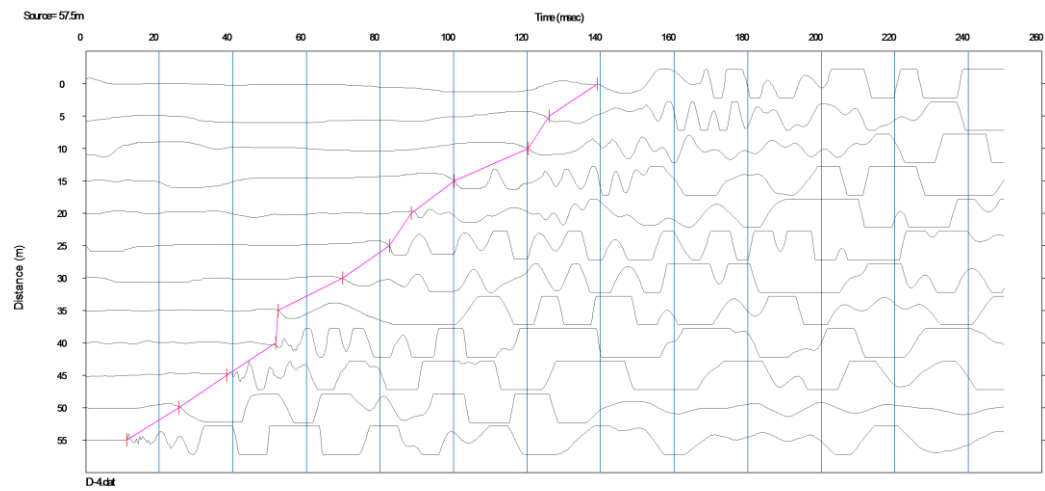


ESTUDIO GEOFÍSICO PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS

SISMOGRAMA: PS-2; D-3



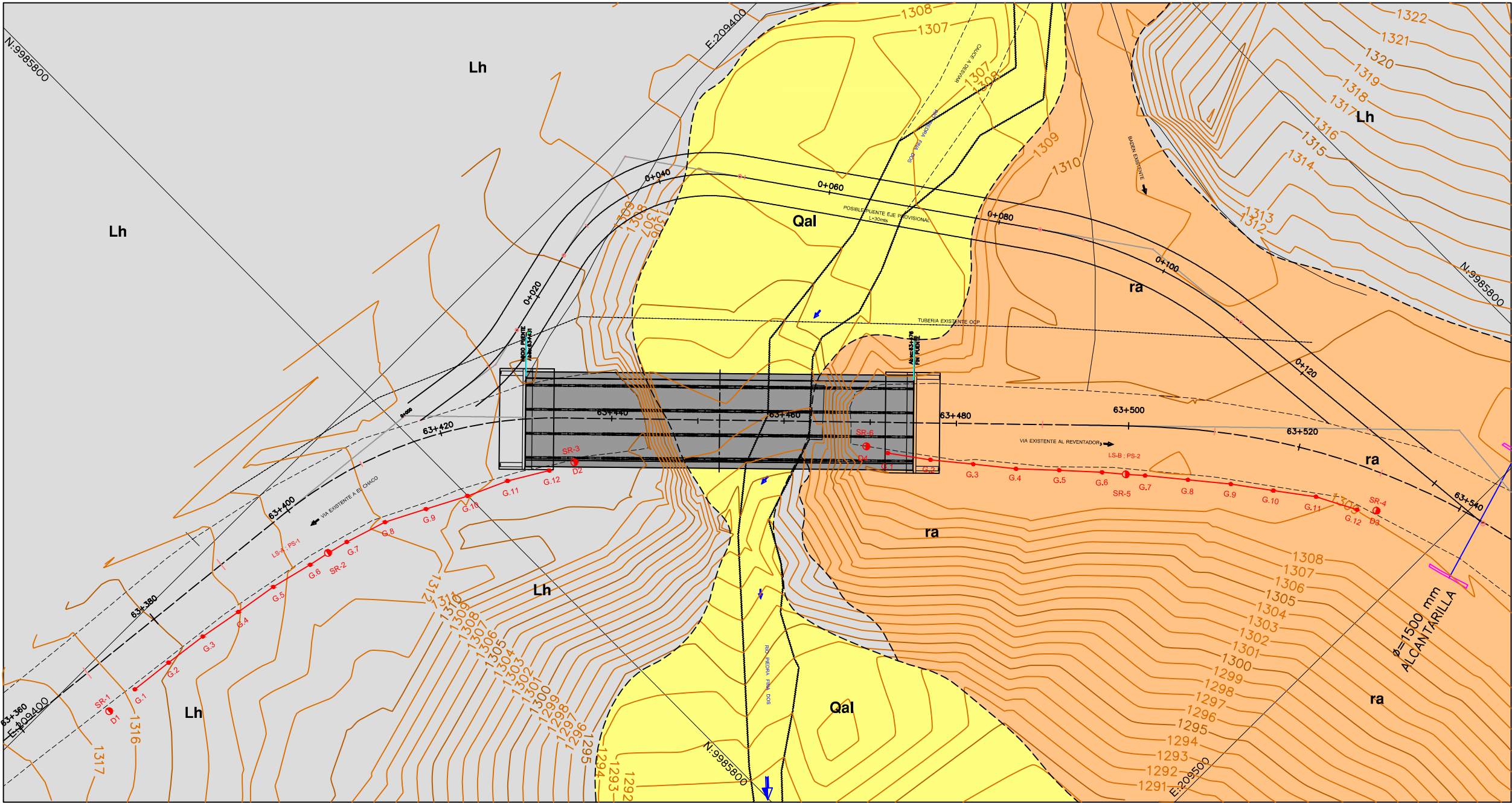
SISMOGRAMA: PS-2; D-4



ANEXO 3.1

UBICACIÓN DE LÍNEAS SÍSMICAS

MAPA GEOLÓGICO PUENTE SOBRE EL RÍO PIEDRA FINA DOS



LEYENDA

- ra

RELLENO ARTIFICIAL

Mezcla heterogenea de fragmentos pequeños de roca con clastos menores, y finos limo arenosos, poco compactados
- Qal

ALUVIALES DE CAUCE

Bloques de hasta 2m de tamaño, subangulosos, tipo andesitas con clastos menores de roca y arena; sueltos
- Lh

DEPÓSITOS LAHARÍTICOS

Mezcla heterogénea de fragmentos angulosos de roca volcánica, en una matriz areno limosa; mediana a altamente compactados

- LS-A

Línea sísmica a lo largo del eje (Vp)
- PS-1

Línea sísmica a lo largo del eje (Vs)
- SR-1; D-1

Sondajes sísmicos
- G-1

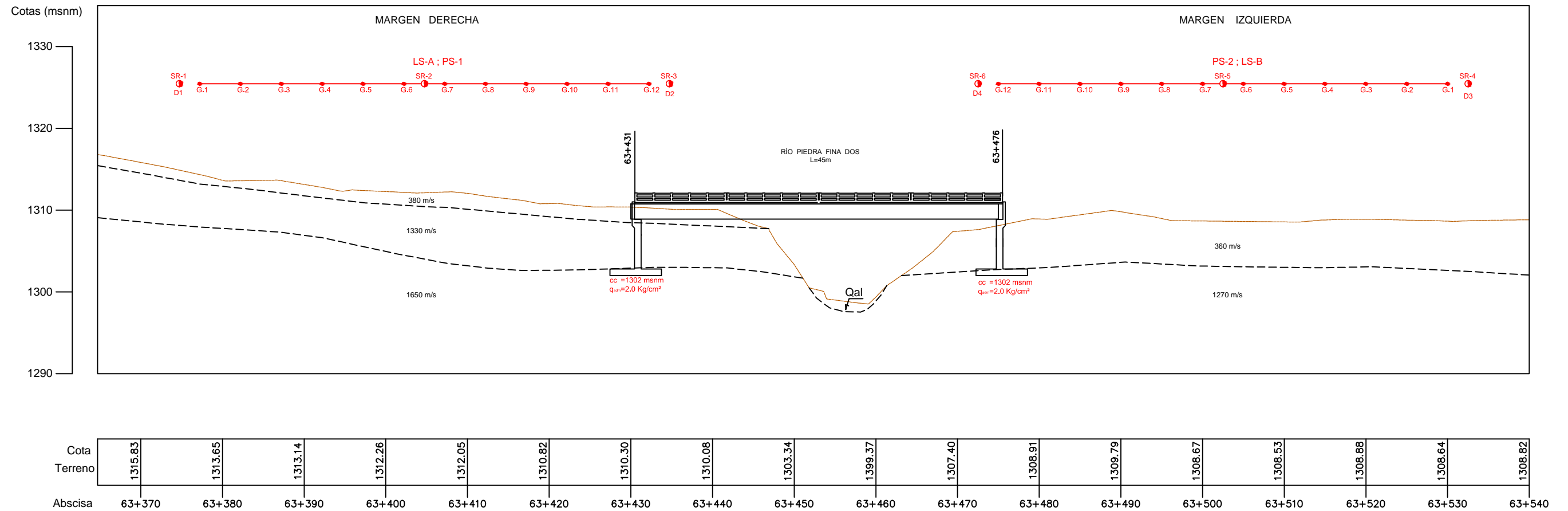
Geófonos receptores

ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES CARRETERA: BAEZA - NUEVA LOJA	
PERFIL GEOFÍSICO PUENTE RÍO PIEDRA FINA DOS	ESCALA: 1 : 500
	Anexo: 3.1

ANEXO 3.2

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PERFIL GEOFÍSICO




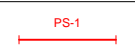


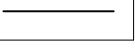

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO - GEOFÍSICAS

MARGEN DERECHA: 63+430

MARGEN IZQUIERDA: 63+475

CAPA	VELOCIDADES (m/s)	ESPESORES (m)	MATERIAL ESTIMADO	UNIDAD GEOLÓGICA
Superior	VP=380 VS=220	0.70 - 2.00	Material de mejoramiento de la vía	Material de mejoramiento
Segunda	VP=1300 VS=550	7.40 - 12.40	Depósitos laharríticos medianamente compactados	Volcánicos del Reventador
Segunda	VP=1650	desconocido	Depósitos laharríticos altamente compactados	

CAPA	VELOCIDADES (m/s)	ESPESORES (m)	MATERIAL ESTIMADO	UNIDAD GEOLÓGICA
Superior	VP=360 VS=210	4.40 - 6.40	Material de relleno	Relleno artificial
Segunda	VP=1280 VS=440	desconocido	Depósitos laharríficos medianamente compactados	Volcánicos del Reventador

- | | |
|---|---------------------------------------|
|  | Línea sísmica a lo largo del eje (Vp) |
|  | Línea sísmica a lo largo del eje (Vs) |
|  | Sondajes sísmicos |
|  | Geófonos receptores |
|  | Contacto sísmico |
|  | Velocidad sísmica |

ESTUDIOS DEFINITIVOS DE PUENTES CARRETERA: BAEZA - NUEVA LOJA

PERFIL GEOFÍSICO PUENTE RÍO PIEDRA FINA DOS

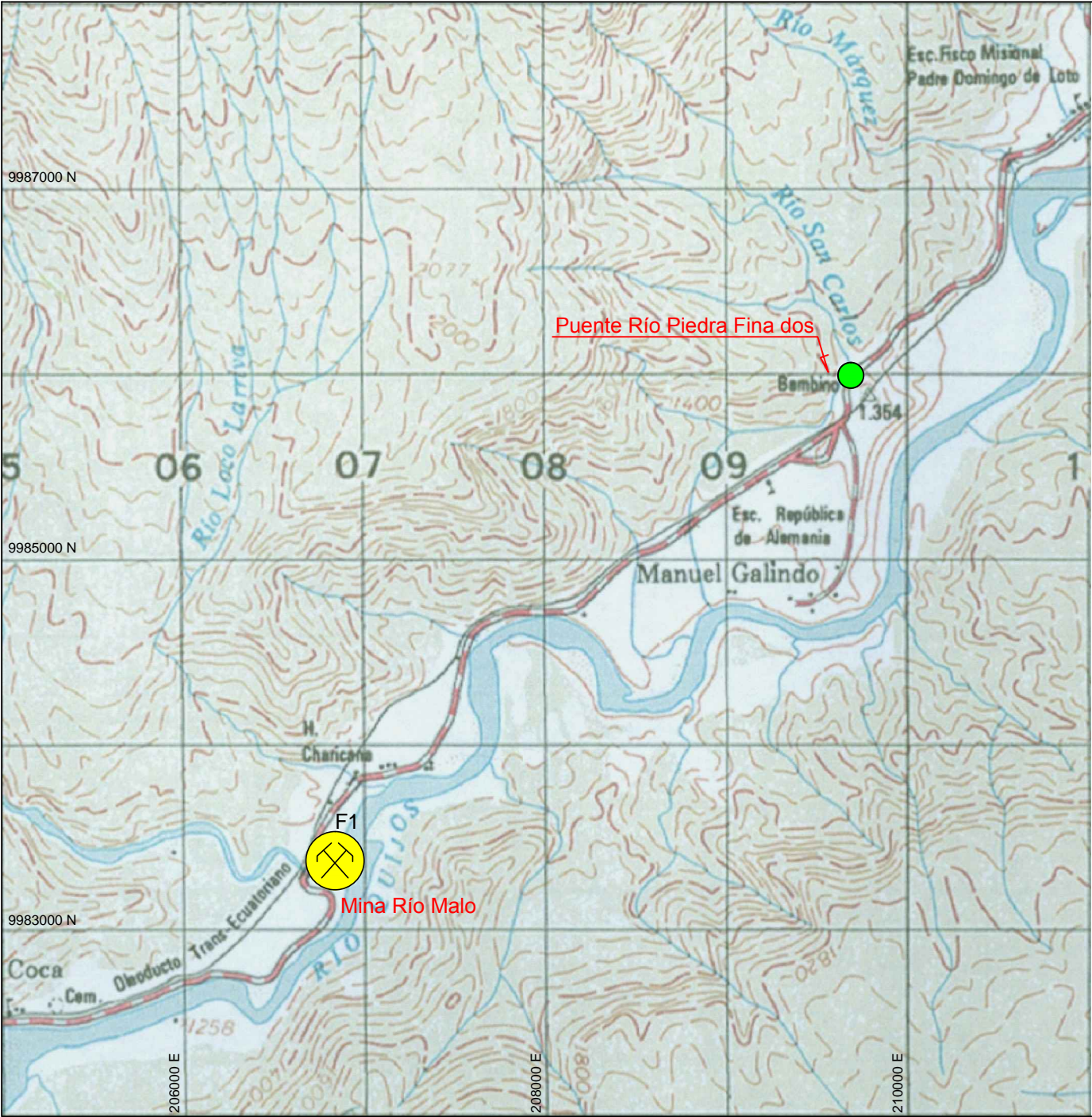
ESCALA: 1 : 500

Anexo: 3.2

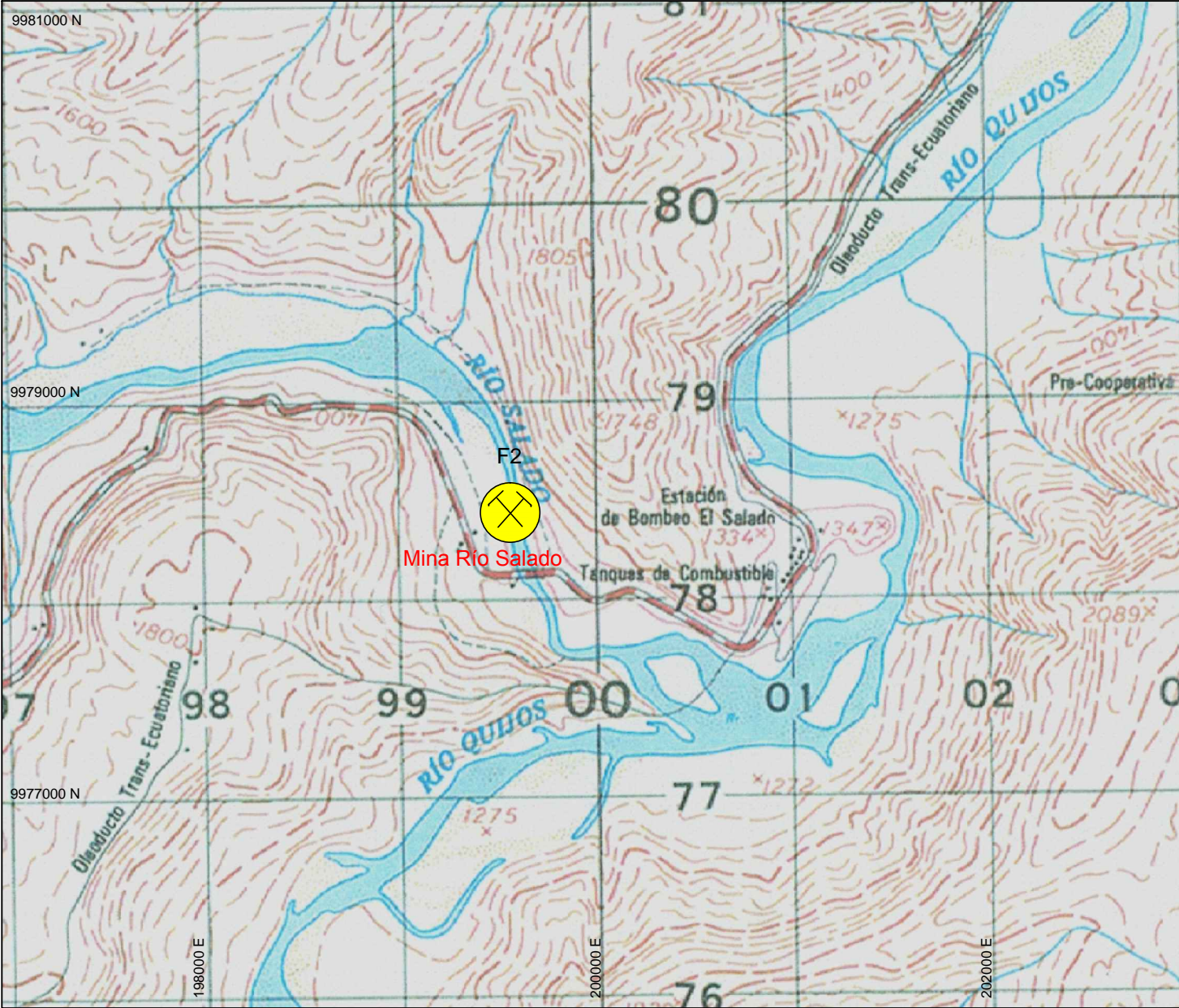
ANEXO 4

FUENTE DE MATERIALES

PUENTE RÍO PIEDRA FINA DOS
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
(MINA RÍO MALO)

<div>NOMBRE</div> <div>Mina Río Malo (F1)</div>	<div>CROQUIS DE UBICACIÓN:</div> <div></div>
<div>UBICACIÓN</div> <div>Se localiza aproximadamente a unos 4 km del cruce del puente en estudio, en el área del puente sobre río Malo. Coordenadas UTM: N 9983417 - E 0206408.</div>	
<div>TIPO DE MATERIAL</div> <div>Son depósitos aluviales de cauce del río Malo que se encuentran en las márgenes de este drenaje y están constituidos de cantos rodados, con gravas y arenas. Existe acceso al sitio.</div>	
<div>VOLUMEN</div> <div>Se considera que existe suficiente cantidad de material para la construcción del puente sobre el río Piedra Fina.</div>	
<div>CALIFICACIÓN</div> <div>De acuerdo a las características litológicas de los agregados y finos, podemos indicar que pueden ser aptos para: mejoramiento de subrasante, sub base, base y agregados para hormigones y asfaltos. Para su uso es necesario trituración y cribado.</div>	<div>CROQUIS DE UBICACIÓN</div> <div>Anexo: 4.1</div> <div>Hoja 1 de 2</div>

PUENTE RÍO PIEDRA FINA DOS
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
(MINA RÍO SALADO)

<div>NOMBRE</div> <div>Mina Río Salado (F2)</div>	<div>CROQUIS DE UBICACIÓN:</div> <div></div>
<div>UBICACIÓN</div> <div>Se localiza aproximadamente a unos 15 km del cruce del puente en estudio, en el área del puente sobre el río Salado. Coordenadas UTM: N 9978155 - E 0199522.</div>	
<div>TIPO DE MATERIAL</div> <div>Son depósitos aluviales de cauce del río Salado y están constituidos de cantos rodados, con gravas y arenas. Existe acceso al sitio.</div>	
<div>VOLUMEN</div> <div>Se considera que existe suficiente cantidad de material para la construcción del puente sobre el río Piedra Fina.</div>	
<div>CALIFICACIÓN</div> <div>De acuerdo a las características litológicas de los agregados y finos, podemos indicar que pueden ser aptos para: mejoramiento de subrasante, sub base, base y agregados para hormigones y asfaltos. Para su uso es necesario trituración.</div>	<div>CROQUIS DE UBICACIÓN</div> <div>Anexo: 4.2</div> <div>Hoja 2 de 2</div>

ANEXO 5

**ESPECIFICACIONES GENERALES DADAS POR EL MTOP EN EL
MANUAL DE CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES 2002**

CAPITULO 500

ESTRUCTURAS

SECCION 501. PILOTES Y TABLESTACAS

501-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en la fabricación, suministro, hincado u hormigonado, en el lugar, de pilotes o tablestacas, de acuerdo con las presentes especificaciones y los detalles señalados en los planos y disposiciones especiales.

El Contratista deberá proporcionar y entregar en la obra todos los pilotes y tablestacas que sean requeridos incluyendo los pilotes de prueba.

Los pilotes y tablestacas serán de madera, hormigón o acero, según lo estipulado en el contrato. Los pilotes de hormigón podrán prefabricarse, o ser hormigonados en sitio, dentro de cascos o tubería de acero, de acuerdo con lo estipulado en los planos.

501-2. Materiales.- Los materiales para pilotes satisfarán las exigencias previstas en la Sección 825.

501-3. Equipo.- El Contratista deberá dedicar a estos trabajos todo el equipo adecuado, necesario para la debida y oportuna ejecución de aquellos. El equipo deberá contar con la aprobación del Fiscalizador, antes de utilizarse en la obra, y deberá mantenerse en óptimas condiciones de funcionamiento.

Los pilotes podrán hincarse con martinets a vapor, a aire comprimido, a diesel, o una combinación de chorros de agua con martinets. Para el hincado de pilotes de hormigón prefabricado, se preferirá la combinación de chorros de agua y martinets. Podrán emplearse martinets a gravedad, para el hincado de pilotes de madera o de acero estructural, solamente cuando esté explícitamente autorizado por las disposiciones especiales del contrato.

Los martinets a vapor, aire o diesel, deberán desarrollar la energía suficiente para hincar los pilotes a un régimen de penetración mínimo de 3 milímetros por golpe, después de haberse logrado el valor soportante requerido. La energía total desarrollada por el martinete no será menor de 1000 kilogramos-metro por golpe.

La planta y el equipo para martinets a vapor o a aire, deberán tener una capacidad suficiente para mantener durante el trabajo la presión del martillo especificada por su fabricante. La caldera o el tanque de presión estarán equipados con un manómetro de presión exacto.

Los martinetes a gravedad para el hincado de pilotes de madera, tendrán un peso mínimo de 900 kilogramos y se recomienda el de 1360 kilogramos; para pilotes de acero, el peso mínimo será de 1360 kilogramos. En ningún caso el peso del martinete será inferior a la suma del peso del pilote más su cabeza de hincado. La caída estará regulada en forma que se eviten daños al pilote, y no excederá de 4.5 metros.

Durante el hincado, se sostendrá al pilote en su debida ubicación y alineación, por medio de guías de hincar adecuadas. Las guías se construirán en tal forma que den libertad para el movimiento del martillo, y se mantendrán en su posición mediante tensores o refuerzos rígidos, para asegurar el apoyo satisfactorio del pilote. Estas serán adaptables al hincado de pilotes inclinados, y de tal longitud que sea innecesario el uso de un embutidor, excepto en casos especiales. La utilización de un embutidor, en cualquier caso, requerirá de la autorización por escrito del Fiscalizador.

Cuando se utilicen chorros de agua, el número de chorros, el volumen y presión del agua en el pitón del chorro serán los necesarios para erosionar el material adyacente al pilote. El equipo tendrá la capacidad suficiente para proporcionar en todo momento una presión mínima de 7 kilogramos por centímetro cuadrado, en dos pitones de 1.9 centímetros (3/4 de pulgada de diámetro). Antes de alcanzar la penetración requerida se deberá retirar los chorros para que la última parte del hincado sea efectuado utilizando únicamente un martinete.

501-4. Procedimiento de Trabajo.

501-4.01. Preparación para el hincado.- Los pilotes serán hincados una vez que se encuentre terminada la excavación hasta el nivel de cimentación, de acuerdo a lo estipulado en la Sección 307 de las presentes especificaciones. No se hincarán los pilotes prefabricados de hormigón hasta que haya transcurrido al menos 14 días desde su hormigonado.

Los topes de los pilotes de hormigón y de madera serán protegidos por cabezas de hincado, con diseño aprobado; preferiblemente llevarán un cojín de cuerda, o un acolchonamiento contiguo al tope del pilote, sobre el cual se colocará un bloque amortiguador de madera. En el caso de que el área de la cabeza de cualquier pilote de madera sea mayor que la de la cara del martinete, utilizará un tope adecuado que distribuya el golpe del martinete en toda la sección transversal del pilote.

Los pilotes de madera serán protegidos adecuadamente contra hendiduras o astillamientos, envolviendo el extremo superior con anillos o bandas de metal. Cuando sea necesario, los pilotes de madera serán calzados con azuches cuyo diseño haya sido aprobado por el Fiscalizador; para tipos especiales de pilotes será necesario proveer de mandriles u otros dispositivos, de acuerdo a las instrucciones del fabricante, para asegurar que

el pilote pueda ser hincado sin

500 - Estructuras

daño alguno.

501-4.02. Hincado.- Todos los pilotes se hincarán de acuerdo con lo indicado en los documentos contractuales y según lo ordene el Fiscalizador. Deberán ser hincados de manera que no sean dañados ni exceda de las tolerancias permisibles previstas en el numeral 501-5.02.

En el caso de no alcanzar la penetración requerida con un martinete que cumpla las especificaciones mínimas de la subsección 501-3, el Contratista, por su propia cuenta y sin costo adicional, proveerá un martinete más pesado; utilizará un chorro de agua a presión o, con la aprobación del Fiscalizador, recurrirá al precavado de un pozo de diámetro no mayor que el diámetro mínimo del pilote, en el cual se hincará el pilote hasta alcanzar la penetración y el valor soportante exigidos. No se empleará el chorro de agua en lugares donde, a juicio del Fiscalizador, tal uso pueda poner en peligro la estabilidad de terraplenes u otras partes de la obra.

Durante el hincado, los pilotes no serán sometidos a esfuerzos excesivos o indebidos, que produzcan trituración o quebrantamiento del hormigón, astillamiento o aplastamiento de la madera, o deformaciones en el acero.

Todo pilote dañado en las operaciones de hincado por defectos internos, o hincado inadecuado, o desplazamiento de su ubicación correspondiente, o hincado a una cota que varíe en forma significativa de la cota fijada en los planos, deberá ser corregido por el Contratista sin pago adicional, mediante uno de los procedimientos que a continuación se indica y que cuente con la aprobación del Fiscalizador.

- a) Se sacará el pilote y se lo reemplazará por uno nuevo, si fuere necesario más largo.
- b) Se hincará un segundo pilote adyacente al pilote defectuoso o corto.
- c) Se empalmará o aumentará la longitud del pilote de acuerdo a lo especificado en el numeral 501-4.04.2, o se ampliarán las dimensiones de la zapata o cabezal, para cubrir el pilote.

Todo pilote que resulte alzado por efecto del hincado de un pilote contiguo o por cualquier otra razón, se lo hincará de nuevo.

501-4.03. Valor soportante y penetración.- La capacidad soportante de los pilotes hincados se determinará, por lo general, en base a las fórmulas que a continuación se presentan. Cuando así se estipule en las disposiciones especiales o en los planos, se determinará o comprobará dicha capacidad mediante pruebas de carga efectuadas de acuerdo a lo indicado en el numeral 501-5.1.

$$P = f(W.H; 0.06 [S + 2.54])$$

Para hincado con martinetes a gravedad

$$P = f(E; 0.06 [S + 0.25])$$

Para hincado con martinetes de acción simple o doble, a vapor o aire comprimido o a diesel.

Donde:

- P = Valor soportante del pilote, en kilogramos.
 W = Peso del martillo en kilogramos.
 H = Altura de caída, en metros.
 S = Penetración promedio, en centímetros, por golpe, para los últimos 5 a 10 golpes del martinete a gravedad, y para los últimos 10 a 20 golpes del martinete a vapor, aire comprimido o a diesel.
 E = Energía, en kilogramos-metro, desarrollada por los martinetes a vapor, aire o diesel, dada por el fabricante.

Las fórmulas anteriores son aplicables únicamente cuando:

- El martinete tenga caída libre;
- El tope del pilote no esté aplastado o dañado de cualquier modo;
- La penetración sea razonablemente rápida y uniforme;
- No haya un rebote significativo después del golpe;
- No se use un embutidor para el hincado;
- El peso del pilote no exceda al del martillo, cuando se usa un martinete a gravedad.

Se determinará el valor de H en las fórmulas, restando dos veces la altura de rebote.

El hincado de cada pilote se lo hará hasta que se logre el valor soportante señalado en los planos o en las disposiciones especiales. De no estar indicado este valor, deberán hincarse los pilotes de hormigón o de acero de cualquier tipo, hasta lograr una capacidad soportante de 40 toneladas métricas.

Los pilotes de madera se hincarán hasta alcanzar un valor mínimo de 20 toneladas métricas, de no estar señalado otro valor en los documentos contractuales.

Si se usan chorros de agua para el hincado, el cálculo del valor soportante se hará cuando se hayan retirado los chorros de agua.

501-4.04. Corte y Extensión.

501-4.04.1.Corte.- Los pilotes se cortarán al nivel de las cotas indicadas en los planos y, para los pilotes de madera o acero estructural, se instalarán dispositivos de anclaje, cuando así se disponga en los planos.

Los pilotes de madera serán cortados en un plano perfecto, como se indique en los planos. Los topes de los pilotes de madera sobre los que se asienten los cabezales de madera, se aserrarán en tal forma que coincida su plano con el de la estructura superpuesta. Los empalmes en pilotes de madera no se permitirán, a menos que sean autorizados por escrito por el Fiscalizador. Los recortes de los pilotes de hormigón y acero se realizarán en ángulo recto con respecto al eje del pilote. Cualquier pilote dañado, debido al corte, será corregido o reemplazado por el Contratista, a su costo.

Los pilotes prefabricados de hormigón podrán construirse con la longitud total prevista, siempre que después del hincado se remueva cuidadosamente el hormigón en la sección que quedará dentro del cabezal. Cuando se requiera de espigas, estas se sujetarán con una lechada de cemento puro, en agujeros perforados o moldeados, a elección del Contratista. Cualquier perforación deberá hacerse sin dañar el hormigón o el acero de refuerzo del pilote.

501-4.04.2.Extensión.- Si fuera necesario aumentar la longitud de un pilote prefabricado de hormigón, deberá construirse la extensión con las mismas dimensiones y los mismos materiales del pilote original.

Una vez hincado el pilote, primero se removerá el hormigón de la cabeza del pilote hasta tener una longitud expuesta de acero de refuerzo igual a 40 diámetros; se dejará una cara final de hormigón, perpendicular al eje del pilote. Los empalmes realizados deberán cumplir con los requerimientos del numeral 504-3.02.3 de las presentes especificaciones.

Se colocará el encofrado necesario para construir la extensión, cuidando que no existan filtraciones antes del nuevo hormigonado. La cara final del pilote será humedecida y cubierta con una fina capa de cemento puro u otro material ligante.

Los encofrados se retirarán no antes de los 7 días del hormigonado.

Todo el trabajo relacionado con la colocación de espigas se efectuará de acuerdo a los detalles señalados en los planos e indicados por el Fiscalizador.

Cuando se requiera aumentar la longitud de un pilote de acero estructura, el empalme será por soldadura a tope en toda la sección, empleando el método del arco eléctrico u otro método aprobado por el Fiscalizador y especialistas plenamente capacitados.

Los pilotes de madera no se empalmarán, a no ser que se especifique lo contrario.⁵⁰⁰ Estructuras

contrario.

501-5. Ensayos y Tolerancias.

501-5.01. Ensayos.- Cuando se lleven a cabo los ensayos de prueba de carga o de hincado de pilotes de prueba, deberán realizarse de acuerdo a lo previsto a continuación:

501-5.01.1.Pilotes de prueba.- Cuando se le indique al Contratista, este deberá hincar pilotes de prueba en las ubicaciones señaladas en los planos o designadas por el Fiscalizador, de acuerdo con lo previsto en estas especificaciones y los demás documentos contractuales. El Contratista podrá, a su elección, hincar pilotes de prueba para determinar las longitudes necesarias de los pilotes de cualquier cimentación sobre pilotes.

Estos pilotes serán del tipo y dimensiones establecidos en los planos, y deberán ser hincados con el mismo equipo que se utilizará en el hincado de los demás pilotes. El hincado se efectuará hasta lograr el valor soportante o la penetración especificados en los documentos contractuales o indicados por el Fiscalizador.

Los pilotes de prueba requeridos deberán hincarse y cortarse de manera tal que puedan incorporarse en la estructura respectiva. Los que fueran hincados a elección del Contratista podrán ser incorporados en la estructura, siempre que cumplan con todos los requisitos correspondientes. Los pilotes de prueba que no se incorporan a la estructura se removerán o demolerán hasta 60 centímetros por debajo de la superficie del terreno adyacente; el hueco se rellenará con suelo u otro material adecuado.

Cuando así esté estipulado en los documentos contractuales u ordene el Fiscalizador, se llevará a cabo ensayos de carga en los pilotes de prueba, de acuerdo con los requerimientos del acápite que sigue.

501-5.01.2.Ensayos de carga.-Cuando los documentos contractuales lo establezcan, se efectuarán ensayos de carga de los pilotes señalados de acuerdo con estas especificaciones. Salvo que el Fiscalizador autorice otro procedimiento, los ensayos de carga estipulados en los documentos contractuales se efectuarán antes de comenzar el hincado o vaciado de los demás pilotes.

Cuando el ensayo se realice con la utilización de pilotes de tracción o anclaje, estos pilotes serán del mismo tipo y dimensiones de los demás pilotes, y se hincarán en las ubicaciones señaladas para los pilotes permanentes de la estructura.

Los ensayos de carga se realizarán por los métodos aprobados por el Fiscalizador, y el Contratista presentará, para su aprobación, planos de detalle del aparato de carga a utilizarse. Dicho aparato estará construido para permitir

los distintos aumentos de carga en forma gradual, sin producir vibración en los pilotes que están ensayándose. En los pilotes hormigonados en sitio, la carga de ensayo no se aplicará hasta que el hormigón haya obtenido la resistencia a la compresión especificada a los 28 días.

En general, los ensayos de carga se realizarán aplicando la carga de prueba sobre una plataforma soportada por el pilote, utilizando un método aprobado por el Fiscalizador.

El ausencia de lo anterior, se podrán usar gatos hidráulicos con contra-anclaje y manómetros aprobados por el Fiscalizador.

El Contratista suministrará dispositivos adecuados para determinar con exactitud la carga sobre el pilote y el asentamiento que se produzca en cada incremento de carga. La capacidad de trabajo de dichos dispositivos será tres veces mayor que la carga de diseño de los pilotes indicada en los planos.

Los asentamientos del pilote sometidos a prueba de carga se medirán con calibradores y se verificarán por medio de un nivel óptico; las mediciones se efectuará inmediatamente después de la aplicación de cada aumento de carga, y luego con intervalos de 15 minutos.

La primera carga a aplicarse en el pilote será la de diseño, indicada en los planos, y luego se incrementará la carga con intervalos mínimos de 2 horas. No se aumentará la carga si en un intervalo de 15 minutos se ha observado un asentamiento mayor de 0.15 milímetros. El valor de los incrementos de carga será igual a la tercera parte de la carga de diseño, y los aumentos de carga se realizarán hasta que la carga total sea dos veces la carga de diseño del pilote. La carga total deberá permanecer en el pilote de ensayo por lo menos por 60 horas; luego se la retirará completamente y se hará la lectura del asentamiento permanente.

Se considerará que la capacidad soportante del pilote ensayado es igual al 50 por ciento de la carga aplicada en forma continua durante 60 horas, cuando no se haya producido en el pilote un asentamiento mayor de 6 milímetros, medidos en el tope del pilote.

Después de terminados los ensayos de carga, se incorporarán a la estructura los pilotes ensayados y los de tracción que existieren, siempre y cuando el Fiscalizador considere que son aceptables. En caso de que se encuentre inaceptable cualquiera de estos pilotes, este no será utilizado en la estructura, y el Contratista, sin pago adicional, tendrá que removerlo, o demolerlo hasta un nivel de al menos 60 centímetros por debajo de la superficie del terreno adyacente.

501-5.02. Tolerancias.- La variación de la posición final del tope de cada pilote con relación a la señalada en los planos, y la variación de la verticalidad o

inclinación requerida, no deberán exceder de las tolerancias indicadas en la Tabla 501-5.1.

Tabla 501-5.1.

	Variación de la Posición del Tope	Variación del Alineamiento
Pilotes de madera, prefabricados de hormigón y hormigonados en sitio.	8 cm.	2 cm./metro
Pilotes de acero estructural y de cascos o tubería de acero	5 cm.	1 cm./metro

501-6. Clases de Pilotes.

501-6.01. Pilotes de madera.-

501-6.01.1.Descripción.- El Contratista proporcionará e hincará todos los pilotes, incluyendo los pilotes de prueba, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y de lo ordenado por el Fiscalizador.

501-6.01.2.Materiales.- Los materiales para pilotes de madera satisfarán las exigencias y requerimientos previstos en la subsección 825-2.

501-6.01.3.Equipo.- El equipo por utilizarse en el hincado de pilotes de madera satisfarán las exigencias previstas en la subsección 501-3.

501-6.01.4.Procedimiento de trabajo.- Los procedimientos de trabajo se conformarán con lo estipulado en la subsección 501-4. y con lo que a continuación se anota:

Todos los pilotes de madera serán aprobados por el Fiscalizador; cualquier pilote rechazado por el se retirará del sitio de la obra y reemplazará por el Contratista a su costo.

Los topes o cabezas de los pilotes de madera que no vayan empotrados en hormigón, ya sea de madera con tratamiento de preservación o sin tratar, se someterán al tratamiento indicado a continuación

La superficie aserrada recibirá 3 aplicaciones a brocha de aceite de creosota

caliente y luego será recubierta con una mano de brea caliente. Sobre ella se colocará una chapa de hierro galvanizado, la cual rebasará el tope del pilote en toda su circunferencia, en una longitud de por lo menos 15 centímetros, y será doblada hacia abajo sobre el borde del pilote.

Todos los orificios y cortes practicados en pilotes tratados o no, se revestirán con por lo menos 3 manos de aceite de creosota caliente y una mano de brea caliente. Los pilotes de madera irán desprovistos de su corteza en la longitud destinada a quedar hincada en el terreno, y la mantendrán en las partes que permanezcan fuera, especialmente en las que quedarán sumergidas en el agua, a no ser que se especifique otra cosa.

A menos que en los documentos contractuales o el Fiscalizador especifique otra cosa, los pilotes no se someterán a ningún tratamiento preservativo contra la pudrición de la madera, excepto en la zona cerrada de la punta; la cual deberá protegerse con dos manos de aceite de creosota caliente. La punta irá protegida por un azuche de la forma y dimensiones que se señalen en los planos.

Los pilotes de madera serán almacenados y manipulados con todo el cuidado, de tal forma de evitar cualquier daño en ellos. En los pilotes de madera, cuya superficie haya sido tratada, se considerará de carácter prohibitivo usar ganchos, garfios, o cualquier otra herramienta, que pueda dañar la superficie tratada..

501-6.01.5.Ensayos y Tolerancias.- Se determinarán de acuerdo con lo previsto en la subsección 501-5.

501-6.02. Pilotes prefabricados de hormigón.

501-6.02.1.Descripción.- Se considerarán en este grupo los pilotes prefabricados de hormigón armado y hormigón precomprimido. El Contratista suministrará e hincará todos los pilotes prefabricados requeridos, incluyendo los pilotes de prueba, de conformidad con lo estipulado en los documentos contractuales y de lo ordenado por el Fiscalizador.

501-6.02.2.Materiales.- Los materiales para pilotes prefabricados de hormigón satisfarán las exigencias y requerimientos previstos en la subsección 825-3.

501-6.02.3.Equipo.- El equipo por utilizarse para el hincado de pilotes satisfarán las exigencias previstas en la subsección 501-3.

501-6.02.4.Procedimiento de trabajo.- Los pilotes serán construidos de acuerdo con los detalles señalados en los planos, además de los requisitos correspondientes de las Secciones 503, 504, 801 y 807.

Cuando se especifiquen pilotes de hormigón precomprimido, se sujetará a lo

previsto en la Secciones 502 y 825. El Contratista entregará al Fiscalizador, antes de comenzar la fabricación de pilotes de hormigón precomprimido, dos

juegos de los planos de trabajo que complementen los planos del contrato.

Los pilotes prefabricados de hormigón se vaciarán en encofrados lisos e impermeables que permitan apisonar y consolidar el hormigón. Se los apoyará de forma tal que se evite su deformación durante las operaciones de hormigonado y curado. El curado se efectuará por el método de humedecimiento con agua a vapor, de conformidad con lo especificado en el numeral 503-4.03.

Los encofrados laterales podrán removerse pasadas las 24 horas de hormigonado, bajo condiciones climáticas buenas. Los pilotes no se moverán del sitio de su fabricación hasta que los ensayos de resistencia a la compresión indique un 80 por ciento de la resistencia especificada a los 28 días.

Los pilotes podrán fabricarse en posición vertical u horizontal. Se pondrá especial cuidado en el hormigonado, de tal forma de producir una adherencia satisfactoria con el acero de refuerzo y evitar la formación de panales u otros defectos.

Cada pilote será hormigonado en una operación continua, compactándolo por vibración o cualquier otro método aprobado por el Fiscalizador. Los encofrados se llenarán completamente de hormigón, enrasados, y la superficie superior será terminada con una textura uniforme, similar a la traducida por los encofrados.

El Contratista empleará para la remoción de encofrados, curado, almacenaje, transportación y manipuleo de pilotes prefabricados de hormigón, eslingas u otros dispositivos de diseño tal, que se evite la deformación del pilote, la rajadura o quebrantamiento del hormigón. Cualquier pilote dañado durante el manejo o hincado será reemplazado por el Contratista, a su propio costo.

501-6.02.5.Ensayos y Tolerancias.- Se determinarán de acuerdo a lo previsto en la subsección 501-5.

501-6.03. Pilotes hormigonados en sitio.

501-6.03.1Descripción.- Los pilotes de hormigón vaciado en el lugar podrán ser de uno de los siguientes tipos:

- a) Pozos perforados y rellenos con hormigón.
- b) Tubos o cascos de acero hincados y rellenos con hormigón.

501-6.03.2.Materiales.- Los materiales para pilotes hormigonados en sitio

satisfarán las exigencias y requerimientos previstos en las subsecciones 500 - Estructuras 825-3 y

825-4.

501-6.03.3.Equipo.- El equipo por utilizarse para el hincado de pilotes satisfarán las exigencias previstas en la subsección 501-3.

501-6.03.4.Procedimiento de trabajo.- Los cascos o tubos para pilotes de hormigón moldeados en el lugar, serán hincados de acuerdo a lo indicado en los planos, o lo ordenado por el Fiscalizador, dentro de las tolerancias que se indican en la subsección 501-5.

El Contratista deberá contar con el equipo adecuado para inspeccionar las perforaciones, cuando así lo requiera el Fiscalizador. En cualquier perforación, si menos de la mitad del pozo es visible por inspección ocular desde la superficie del terreno, tal perforación será rechazada por ser demasiado desviada.

El acero de refuerzo será colocado en concordancia con los planos o las especificaciones especiales.

Ningún pilote será hormigonado hasta que todas las perforaciones, en un radio de 4.50 metros, hayan sido completadas, y hasta que todos los cascos o tubos de acero hayan sido hincados si esto no fuera posible, todas las operaciones de hincado, dentro de los límites arriba indicados, serán suspendidas hasta 7 días después del hormigonado del último pilote. La acumulación de agua en los tubos o cascos será eliminado antes del vaciado del hormigón.

501-6.03.5.Ensayos y Tolerancias.- Se determinarán de acuerdo a lo previsto en la subsección 501-5.

501-6.04. Pilotes de acero

501-6.04.1.Descripción.- El Contratista suministrará e hincará todos los pilotes de acero estructural requeridos, incluyendo los pilotes de prueba, de conformidad con los requerimientos de los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

501-6.04.2.Materiales.- Los materiales para los pilotes de acero satisfarán las exigencias y requerimientos previstos en la subsección 825-5.

501-6.04.3.Equipo.- El equipo por utilizarse en el hincado de pilotes satisfarán las exigencias previstas en la subsección 501-3.

501-6.04.4.Procedimiento de trabajo.- Los procedimientos de trabajo se conformarán con lo estipulado en la subsección 501-4.

Cuando la longitud de un pilote de acero estructural sea insuficiente para obtener el valor soporte o la penetración indicados en los planos, se empalmarán con una sección de pilote de las mismas características. El empalme será por

soldadura a tope en toda la sección, empleando el método del arco eléctrico u otro método aprobado por el Fiscalizador y especialistas plenamente capacitados.

Cuando los pilotes de acero se extiendan sobre la superficie del terreno o agua, serán protegidos aplicando 3 manos de pintura, de acuerdo a lo indicado en la Sección 507. La capa de pintura se extenderá 60 centímetros sobre la superficie del terreno o agua.

501-6.04.5.Ensayos y Tolerancias.- Se determinarán de acuerdo a lo previsto en la subsección 501-5.

501-7. Tablestacas.

501-7.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro e hincado de tablestacas de madera, hormigón de acero estructural que formarán parte de la estructura terminada.

501-7.02. Equipo.- El equipo usado para el hincado de tablestacas satisfará las exigencias previstas en la subsección 501-3.

501-7.03. Procedimiento de trabajo.- Se dispondrá de guías para las tablestacas, consistente en una doble fila de tablonos, o piezas de madera de mayor sección, colocadas a poca altura del suelo, de forma que el eje del hueco intermedio coincida con el de la pantalla de tablestacas por construir.

Esta doble fila de tablonos estará sólidamente sujeta y apuntalada al terreno; la distancia entre sus caras interiores no excederá del espesor de la pared de la tablestaca en más de dos centímetros. Las cabezas de las tablestacas hincadas por percusión deberán estar protegidas por medio de adecuados sombreretes o sufrideras, para evitar su deformación por los golpes. El hincado de las tablestacas se continuará hasta alcanzar la penetración mínima en el terreno firme estipulado en los planos, o, en su defecto, señalada por el Fiscalizador.

501-7.04. Tablestacas de Madera.

501-7.04.1.Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro e hincado de tablestacas de madera, con o sin tratamiento de preservación, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

501-7.04.2.Materiales.- La madera usada en tablestacas será tratada en concordancia con lo especificado en la Sección 506, a no ser que se especifique otra cosa.

501-7.04.3.Procedimiento de trabajo.- Las tablestacas de madera se hincarán de acuerdo a lo especificado en la subsección 501-4 y en el numeral 501-7.03.

Las esquinas de las tablestacas estarán a escuadra y la madera usada no tendrá huecos producidos por gusanos, nudos o porciones defectuosas que puedan disminuir su resistencia o durabilidad.

Las tablestacas tendrán las dimensiones indicadas en los planos y serán cortadas de material sólido o ensambladas con 3 planchas firmemente aseguradas. Las tablestacas se colocarán una a continuación de otra, de tal forma que sus bordes se topen.

Los bordes de las tablestacas serán cortados en línea recta, de acuerdo a la elevación indicada, y trabadas entre si, usando cualquier dispositivo adecuado aprobado por el Fiscalizador.

501-7.05. Tablestacas de Hormigón.

501-7.05.1.Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro e hincado de tablestacas de hormigón, en los sitios indicados en los planos, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

501-7.05.2.Materiales.- Los materiales usados en tablestacas de hormigón satisfarán las exigencias de las Secciones 503, 504, 801 y 807 de las presentes especificaciones.

501-7.05.3.Procedimiento de trabajo.- En general, la construcción e instalación de tablestacas de hormigón se realizará de la misma forma que la indicada en la subsección 501-4 y en los numerales 501-6.02 y 501-7.03. para pilotes prefabricados de hormigón.

501-7.06. Tablestacas de Acero Estructural.

501-7.06.1.Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro e hincado de tablestacas de acero estructural, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

501-7.06.2.Materiales.- Las tablestacas metálicas serán perfiles laminados que satisfagan las exigencias de la Sección 823 de las presentes especificaciones.

501-7.06.3.Procedimiento de trabajo.- Las tablestacas de acero estructural serán del tipo y peso indicados en los planos o en las disposiciones especiales. Las tablestacas podrán hincarse de una en una o, preferiblemente, por parejas, previamente unidas. El hincado se lo hará de acuerdo a lo indicado en el numeral 501-7.03.

Terminado el hincado, se cortarán las tablestacas si es preciso, de manera que sus cabezas queden alineadas según el perfil definido en los planos. El corte de

las tablestacas a su longitud debida se efectuará por medio de sierra o soplete.

Las uniones de las tablestacas que formen parte de la estructura serán completamente impermeables.

Las tablestacas serán pintadas de acuerdo a los requerimientos de la Sección 507.

501-8. Medición y Pago.

501-8.01. Medición- Las cantidades a pagarse por pilotes de madera, acero estructural y prefabricados de hormigón, serán los metros lineales de pilotes entregados o fabricados en obra, en completa conformidad con los requerimientos contractuales, además del número de pilotes aceptablemente hincados, por unidad. La longitud medida será desde la punta hasta el plano de corte del pilote, incluyendo cualquier extensión aprobada.

La cantidad a pagarse por tablestacas, de hormigón, madera o acero será los metros cuadrados de tablestacas que formarán parte de la estructura, en completa conformidad con los requerimientos contractuales.

Los pilotes de prueba ordenados por el Fiscalizador se medirán para su pago conforme se indica en los párrafos anteriores. No se incluirán los pilotes de prueba que el Contratista hincó por su propia elección. Tampoco será medido el suministro de pilotes para reponer los pilotes que fueren dañados.

Los pilotes de hormigón vaciados en sitio, es decir, contruidos por hormigonado en huecos perforados, o en cascos o tuberías de acero previamente hincados, serán medidos para el pago, por metro lineal, desde la punta del pilote hasta el plano inferior del cabezal o zapata a que esté incorporado.

Las pruebas de carga ordenadas por el Fiscalizador serán medidas por unidad de cada prueba efectuada, de conformidad con las exigencias de los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador.

No se medirán para el pago los empalmes de pilotes, ni las puntas especiales que puedan ser requeridas, ni cualquier refuerzo del pilote requerido para evitar que sea dañado o para aumentar la resistencia al hincado, ni las perforaciones, chorros de agua o cualquier otra providencia empleada para lograr la penetración exigida, considerándose que estos trabajos son compensados por los pagos efectuados para los rubros que se enumeran en el numeral siguiente.

501-8.02. Pago.- Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pago constituirán la compensación total para la fabricación, suministro, manejo, hincado y cortado de pilotes y tablestacas de madera, acero estructural y prefabricados de hormigón, además de la construcción de pilotes de hormigón vaciado en sitio, así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

El pago por las pruebas de carga constituirá la compensación total por materiales, herramientas, pilotes para plataformas, equipo, mano de obra y operaciones conexas en la debida realización de dichas pruebas.

N° del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
501 (1) Suministro de pilotes de madera sin tratamiento de preservación.....	Metro lineal (m)
501 (2) Suministro de pilotes de madera con tratamiento de preservación.....	Metro lineal (m)
501 (3) Suministro de tablestacado de madera sin tratamiento de preservación.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (4) Suministro de tablestacado de madera con tratamiento de preservación.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (5) Suministro de pilotes de acero estructural.....	Metro lineal (m)
501 (6) Suministro de tablestacado de acero estructural.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (7) Suministro de pilotes prefabricados de hormigón.....	Metro lineal (m)
501 (8) Suministro de tablestacado de hormigón estructural.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (9) Hincado de pilotes de madera.....	Metro lineal (m)
501 (10) Hincado de pilotes de acero estructural.....	Metro lineal (m)
501 (11) Hincado de pilotes prefabricados de hormigón.....	Metro lineal (m)
501 (12) Hincado de pilotes de prueba.....	Metro lineal (m)
501 (13) Hincado de tablestacas de madera.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (14) Hincado de tablestacas de acero estructural.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (15) Hincado de tablestacas de hormigón estructural.....	Metro cuadrado (m ²)
501 (16) Pilotes prebarrenados de hormigón vaciado en sitio.....	Metro lineal (m)
501 (17) Pilotes de hormigón en cascos o tubos de acero recuperables.....	Metro lineal (m)
501 (18) Pilotes de hormigón en cascos o tubos de acero no recuperables.....	Metro lineal (m)
501 (19) Pruebas de carga.....	Cada una

SECCION 502. ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRECOMPRIMIDO

502-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de estructuras o elementos estructurales de hormigón precomprimido, de conformidad con los requerimientos de los documentos contractuales y las indicaciones del Fiscalizador.

Este trabajo incluirá la manufactura, transporte y manejo de vigas, losas, pilotes y otros elementos prefabricados de hormigón precomprimido, además del montaje de todos los elementos prefabricados, exceptuando aquellos pilotes hincados de acuerdo a lo previsto en la Sección 501.

Cuando el tensado del acero para la precompresión se efectúe antes del vaciado del hormigón, se denomina al material "hormigón pretensado", y cuando se lo efectúe después del hormigonado, se denomina "hormigón postensado".

Si en los planos se señala únicamente el pretensado del acero, se podrá usar cualquier sistema de pretensado especificado en todos sus detalles y que haya sido previamente aprobado por el Fiscalizador.

Antes del vaciado del hormigón de cualquier elemento estructural que deba ser tensado, el Contratista someterá a la aprobación del Fiscalizador los detalles completos sobre el método, los materiales y el equipo que se propone utilizar en las operaciones de tensado. Dichos detalles indicarán el sistema y la secuencia de tensado, las características del acero para el tensado, los dispositivos y las tensiones de anclaje y todos los datos correspondientes a la operación de tensado, incluyendo la disposición de las unidades de tensado para los distintos elementos.

502-2. Materiales.- Los materiales a emplearse para el hormigón precomprimido son: hormigón, lechada de cemento, acero de refuerzo, acero para la precompresión, ductos y anclajes, los cuales satisfarán los requerimientos señalados en este capítulo y en el Capítulo 800 de las presentes especificaciones, además de las exigencias previstas en los planos y las disposiciones especiales.

502-3. Equipo.- El Contratista o Fabricante deberá proveer todo el equipo necesario para la construcción y la precompresión de elementos estructurales, el mismo que será aprobado por el Fiscalizador.

Los equipos utilizados para la precompresión deberán estar equipados con medidores de presión o extensión.

El Contratista proveerá al Fiscalizador de un gráfico o tabla en la que se indiquen los resultados obtenidos de la calibración de los gatos hidráulicos e

indicadores de presión, de tal forma que la fuerza de precompresión pueda ser determinada exactamente.

502-4. Procedimiento de Trabajo.

502-4.01. Asistencia Técnica.- A menos que el Fiscalizador disponga otra cosa, el Contratista deberá disponer, durante el tiempo que dure la ejecución de la obra, de los servicios de un Técnico especializado en hormigón precomprimido, quien será responsable de proveer la asesoría e instrucciones necesarias para la debida utilización de los equipos y materiales, para asegurar la obtención de los resultados requeridos. No se pagará en forma directa por estos servicios.

502-4.02. Hormigón de elementos precomprimidos.- Los materiales para el hormigón y el mortero de cemento deberán satisfacer los requerimientos previstos en las Secciones 803 y 809.

El hormigón será dosificado, mezclado, curado y manipulado de acuerdo a lo previsto en la Sección 801. El hormigón será de la clase indicada en los planos o en las disposiciones especiales.

Cuando se indique en los planos el empleo de hormigón de cemento Portland, con agregados livianos para el hormigón precomprimido, estos deberán satisfacer los requerimientos previstos en la subsección 803-4.

El hormigón no se colocará en los encofrados hasta cuando el Fiscalizador dé su autorización por escrito, luego de haber inspeccionado la colocación del acero de refuerzo, ductos, anclajes y acero para la precompresión.

El vibrado del hormigón se lo realizará con cuidado de tal forma de evitar el desplazamiento del refuerzo, ductos, y acero para la precompresión.

Cuando se requiera de un proceso de curado rápido, se lo hará usando vapor a baja presión o radiaciones de calor.

El curado con vapor a baja presión o con radiaciones de calor de elementos de hormigón precomprimido se lo hará en cámara cerrada que permita la libre circulación del vapor o del calor.

La primera aplicación de vapor o calor se la realizará luego de dos a cuatro horas después del del último vaciado de hormigón, para permitir un fraguado inicial. En el caso de que se use retardantes. el tiempo de espera será de cuatro a seis horas.

Durante el período de espera, la temperatura dentro de la cámara de curado no será menor a 10 grados centígrados, y se podrá usar el vapor o las radiaciones de calor para mantener la cámara de curado a una temperatura mínima

apropiada.

Durante la aplicación inicial de vapor o radiaciones de calor, la temperatura ambiente dentro de la cámara de curado, deberá incrementarse a un promedio de

20 grados centígrados por hora hasta que la temperatura de curado sea alcanzada. La temperatura máxima de curado, dentro de la cámara, no excederá de 70 grados centígrados. Se mantendrá la cámara a temperatura máxima, hasta que hormigón haya alcanzado la resistencia deseada.

No se aplicará directamente el vapor sobre el encofrado. Las radiaciones de calor podrán aplicarse usando tubos por los cuales circule vapor, aceite o agua caliente, o con el uso de calentadores eléctricos.

El curado por radiaciones de calor se lo realizará en una cámara adecuada; la pérdida de humedad será minimizada cubriendo todas las superficies expuestas del hormigón con láminas plásticas o rociando membranas impermeables pigmentadas.

502.a Estructuras de hormigón pretensado

Descripción Este ítem norma el suministro y erección de miembros prefabricados presforzados, en concordancia con planos aprobados.

El presfuerzo de los miembros prefabricados, deben ser definidos como contruídos por el proceso de pretensionamiento, es decir que el tensado del acero para la precompresión, se efectúa antes del vaciado del hormigón.

Pretensado Este ítem debe normar el suministro, fabricación, almacenamiento y manipuleo de materiales pretensados para la aplicación del presfuerzo a miembros prefabricados y otras unidades estructurales.

Materiales Los materiales deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- MOP.- 502 Estructura de Hormigón precomprimido.
- 503 Hormigón Estructural.
- 801 Hormigón de Cemento Portland.
- 803 Agregados para hormigón.
- 806 Materiales para Juntas.
- 504 y 807 Acero de Refuerzo.
- 505 Estructuras de Acero.
- 808 Acero para precompresión.
- 831 Epóxicos.

Equipo de pretensado Deberán estar acorde con las especificaciones de fabricación y el contratista deberá someter a la aprobación de la Fiscalización, los detalles completos del método, materiales y equipos propuestos para el uso de operaciones de pretensado. Estos detalles deberán describir el método y la

secuencia de tensado, las especificaciones y los detalles del acero de pretensado y demás accesorios necesarios en la conducción de las operaciones de pretensado.

Los gatos hidráulicos a emplear, deberán estar equipados de tal manera que se pueda tomar las lecturas de las fuerzas aplicadas o las elongaciones de los cables, ya sea por medio de un Dial de presión o dinamómetro o celda de carga.

El contratista tomará todas las medidas de seguridad necesarias, para evitar accidentes.

Hormigón El hormigón debe ser el que se indique en los planos. La fundición de elementos pretensados, se realiza en un banco de pretensados.

Acero de presfuerzo El acero de presfuerzo deberá estar conformado por uno de los siguientes tipos:

Cables de siete (7) alambres deberán regirse al ASTM A 416 y al Departamento de Especificaciones de Material D-9-4500; todas las barras estarán normadas por el ASTM A 722 y alambres de acero de acuerdo al ASTM A 421.

El contratista deberá suministrar a la Fiscalización, una copia de la certificación de fabricación de acuerdo a la forma D-9-SP-1.

- Tensados del acero para la Precompresión (MOP-502.4.05); consiste en realizar pruebas y obtener resultados del acero de presfuerzo sometido a la tensión.
- Programa de tensando (MOP-502-4.05.1).
- Operación de tensado (MOP 502-4-05.2).

Cables, barras y alambres, no producidos en concordancia con el ASTM A 722, ASTM A 416 y ASTM A 421, que cumplen o exceden las propiedades físicas de las especificaciones establecidas para los materiales; pueden ser utilizados.

Métodos apropiados deberán ser previstos para medir la elongación del acero.

Los elementos pretensados, serán sostenidos en su posición en forma precisa y tensados por medio de gatos hidráulicos. Se llevará un registro de esfuerzos y elongaciones producidas. Varias unidades estructurales pueden ser fabricadas en una sola línea. Se dejará suficiente espacio entre los extremos de las unidades para permitir el acceso y producir el corte de los cables luego que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para el destensado.

El destensado puede realizarse por medio de gatos hidráulicos o por corte de torones o por combinación de los dos, siguiendo una secuencia de corte que no permita alterar la resultante de las fuerzas.

La fuerza operativa y el esfuerzo de trabajo se deben considerar, como la fuerza y el esfuerzo residual del acero pretensado, luego de que se haya producido todas las pérdidas de cargas previstas, incluyendo el deslizamiento, contracción del hormigón, compresión elástica del hormigón, fricción y todas las pérdidas propias del sistema de pretensado.

Cuando la Fiscalización indique, los torones del pretensado instalados debidamente en el banco serán tensados individualmente o por grupos si la técnica lo permite.

Todo el acero pretensado se cortará al ras en cada extremo y los extremos descubiertos del acero de pretensado, serán limpiados con cepillo de acero y pintados con una capa espesa de pintura anticorrosiva.

- Ensayos y tolerancias (MOP 502- 6-04).
- Medición y pago (MOP – 502 – 7).

502-4.03. Acero de refuerzo y precompresión.

502-4.03.1.Acero de refuerzo.- El acero de refuerzo corriente será del tipo y tamaño indicado en los planos y deberá satisfacer los requerimientos previstos en las Secciones 504 y 807.

502-4.03.2.Acero para la precompresión.- Los cables, alambres y barras utilizados para precomprimir el hormigón serán del tipo señalado en los planos y deberán satisfacer los requerimientos previstos en la Sección 808.

Todo el acero utilizado en una estructura determinada será del mismo tipo y calidad, certificado por su fabricante.

El acero para precompresión será protegido de daños físicos, oxidación y otros defectos debidos a la corrosión, desde su fabricación hasta que sea incorporado en el hormigón o que sea inyectada la lechada de cemento. Todo el acero que haya sufrido daños por las causas indicadas será desechado.

El acero para la precompresión que será utilizado en una estructura postensada, previamente al vaciado y curado del hormigón, será resguardado de la corrosión hasta la inyección de la lechada, aplicando un inhibidor de corrosión en los ductos.

En el transporte y manejo de las barras se evitarán el doblado y los daños por deformaciones. Toda barra dañada por estas causas será enderezada en forma satisfactoria o será rechazada y reemplazada por el Contratista, a su cuenta.

En los extremos de los alambres para hormigón pretensado que se vayan a anclar por soporte directo, se harán cabezas de remache formadas en frío y

simétricas respecto al eje del alambre. Estas cabezas deberán desarrollar la misma resistencia total del alambre y no se utilizarán procesos en frío que causen daños o defectos en el alambre.

Cuando se utilice agua para lavar los cables antes de la inyección de la lechada, el agua deberá contener óxido de calcio o hidróxido de calcio en la cantidad de 12 gramos/litro; el exceso de agua se removerá con aire a presión, el cual estará libre de aceite.

Si las operaciones de postensado e inyección de lechada se contemplan dentro de los 10 días posteriores a la instalación del acero, la oxidación que se genere en este lapso no será causa para el rechazo del acero, ni tampoco se requerirá la presencia de un inhibidor de corrosión en el ducto. En el caso del acero instalado, al cual no se le ha inyectado la lechada dentro de los 10 días, estará sujeto a los requerimientos de esta sección en lo referente a protección contra la corrosión o rechazo por causa del herrumbre.

Si el acero que se utilice en un elemento estructural pretensado permanece a la intemperie por más de 36 horas antes de vaciar el hormigón, será obligación del Contratista el tomar medidas para prevenir la corrosión de acuerdo a los métodos aprobados por el Fiscalizador. Todo el acero de precompresión se cortará coincidente con el final del elemento estructural, y las superficies del acero expuestas junto con una faja de 2 centímetros del hormigón circundante se limpiarán y pintarán. La limpieza se hará con un cepillo de alambre, para remover residuos que no están adheridos firmemente al acero o a la superficie de hormigón, que luego se revestirá con una espesa mano de pintura, de acuerdo con los requerimientos de la subsección 826-2 de las presentes especificaciones.

Se evitará todo contacto, directo o electrolítico, entre los aceros de pretensado y otros materiales, a causa de que se produzca el efecto de pila.

Se adoptarán las precauciones necesarias para evitar que las armaduras, durante su colocación en obra, experimenten daños, especialmente calentamientos locales que puedan modificar sus características.

Todo ajuste de longitud o arreglo de los extremos de las armaduras se hará mecánicamente o por oxicorte. En caso de emplear el soplete, se cuidará de que la llama no alcance a otros aceros de precompresión ya tensados. La zona de acero alterada por la operación de oxicorte deberá quedar fuera de la zona activa del acero de precompresión.

502-4.04. Ductos y dispositivos para anclaje.

502-4.04.1.Ductos.- Los ductos para el paso del acero de precompresión serán de las características indicadas en los planos y disposiciones especiales, y

deberán satisfacer los requerimientos previstos en la Sección 808.

Los ductos serán totalmente herméticos y deberán estar exactamente localizados, de acuerdo a lo indicado en los planos. Deberán tener la resistencia suficiente como para mantener su alineación correcta durante el vaciado del hormigón.

Las uniones que se utilicen para ductos serán las más adecuadas, de tal forma que no ocasionen desvíos en la alineación y se eviten filtraciones de agua.

Deberá realizarse una inspección una vez que los ductos, el refuerzo y el encofrado hayan sido colocados para localizar posibles daños en los ductos y verificar que la posición del refuerzo y ductos concuerde con la indicada en los planos. Los ductos se asegurarán en los intervalos necesarios para evitar desplazamientos durante el hormigonado.

Todos los ductos o armaduras de anclaje estarán provistos de conexiones apropiadas para la inyección de la lechada después del tensado de los cables, las cuales estarán firmemente sujetas a los ductos, encofrados o al acero de refuerzo, para prevenir desplazamientos que puedan ocurrir durante las operaciones de hormigonado.

Los ductos que se utilicen cuando el acero de precompresión sea de barras, serán de un diámetro interior de 6 a 10 milímetros mayor que el diámetro de las barras.

Una vez instalados los ductos, sus entradas se cubrirán apropiadamente, a fin de evitar la entrada de agua o escombros. Si el acero de precompresión es instalado después del vaciado del hormigón, el Contratista demostrará al Fiscalizador que los ductos se encuentran libres de agua o desechos, antes de la instalación del acero.

Será necesario asegurarse de que la posición del acero de precompresión, dentro de sus ductos, sea la adecuada. Para ello, si fuese preciso, se recurrirá al empleo de espaciadores. Se considerará de carácter prohibitivo dejar los ductos sobre el fondo del encofrado para irlos levantando después, a medida que se hormigona el elemento, hasta colocarlos en la posición adecuada.

502-4.04.2.Dispositivos para anclajes.- Los dispositivos para el anclaje del acero de precompresión serán del diseño indicado en los planos y deberán satisfacer los requerimientos previstos en la Sección 808.

Todo acero de precompresión usado en sistemas de postensado será asegurado en sus extremos mediante dispositivos de anclaje apropiados.

La carga de los anclajes será transmitida al hormigón por medio de placas o

armaduras adecuadas, que tendrán las características señaladas en los planos y demás documentos contractuales. La instalación de estos dispositivos se hará conforme se indique en los planos.

Los dispositivos para la transferencia de carga al hormigón estarán de acuerdo con los requerimientos correspondientes a la Sección 505. El esfuerzo aplicado al hormigón directamente debajo de la placa o armadura no deberá exceder de 210 Kilogramos por centímetro cuadrado. Los esfuerzos de flexión en las placas o armaduras inducidos por el acero de precompresión, no deberá exceder del

límite elástico ni ocasionar la deformación de las placas, cuando la fuerza aplicada al acero de precompresión sea equivalente al 95% de la máxima resistencia a la tracción del acero.

Cuando se utilicen dispositivos de anclaje de un tipo especial, en conjunto con un emparrillado de acero empotrado en el hormigón, para proporcionar una distribución adecuada de los esfuerzos, las placas o armaduras de distribución podrán ser omitidas.

En los puntos en que se vaya a disponer un anclaje, se colocará en el encofrado o molde un taco adecuado para formar una entalladura (muesca), en la cual se apoye el anclaje y facilite la colocación del material de protección del anclaje, una vez terminado el tensado y la inyección. Las placas de reparto de los anclajes deben colocarse perpendiculares al trazado del acero de precompresión, con el objeto de que el eje del gato coincida con el trazado. Para conseguir una perfecta colocación, dicho trazado deberá ser recto en las inmediaciones del anclaje, al menos en la longitud prescrita en las especificaciones del sistema de precompresión.

La fijación de los anclajes al encofrado o molde deberá garantizar que su posición se mantenga durante el vaciado y compactación del hormigón. Antes de utilizar un anclaje, se comprobará que las cuñas y el interior de los tacos o conos-hembra de anclaje estén limpios, de tal forma que aquellas puedan moverse libremente dentro del anclaje, para su perfecto ajuste. Las roscas de las barras y tuercas estarán limpias y engrasadas, manteniéndolas con sus envolturas protectoras hasta el momento de su utilización.

Los dientes de las cuñas se limpiarán con cepillo de alambre, para eliminar cualquier suciedad u oxidación que pudiera haberse acumulado en las hendiduras. La superficie exterior de las cuñas deberá recubrirse, durante su almacenamiento, con grafito o cera. Deberán llevar las marcas necesarias para que no puedan confundirse unas con otras, entre las destinadas al anclaje del acero de refuerzo de características diferentes.

Todas las piezas que constituyen el anclaje deberán protegerse contra la corrosión, mediante hormigón, mortero, pintura u otro tipo de recubrimiento adecuado. Esta protección habrá de efectuarse lo más pronto posible y, en

cualquier caso, antes de transcurrido un mes después del tensado. En el caso de que la estructura se encuentre sometida a ambientes muy agresivos y fuese imposible realizar la protección de los anclajes en el plazo indicado, se asegurará la protección provisional de las armaduras por otro método eficaz aprobado por el Fiscalizador.

502-4.05. Tensado del acero para la precompresión.

502-4.05.1.Programa de tensado.- El Contratista entregará al Fiscalizador el programa de tensado, el cual definirá el orden en que deben realizarse las

operaciones de tensado en relación con el proceso constructivo y la magnitud de la carga por aplicarse.

En los casos en que se modifique el proceso constructivo de la pieza o estructura, el Fiscalizador deberá aprobar el nuevo proceso constructivo y se preparará, de acuerdo con él, el correspondiente programa de tensado.

502-4.05.2.Operación de tensado.- La operación de tensado no se iniciará sin autorización previa del Fiscalizador quien comprobará que el hormigón ha alcanzado por lo menos una resistencia igual a la especificada como mínima para poder comenzar dicha operación.

El Contratista proveerá todo el equipo y dispositivos necesarios para el correcto tensado del acero de precompresión. El acero será tensado por medio de gatos hidráulicos, de tal manera que la fuerza en el acero no sea menor que el valor especificado en los planos. Se cuidará que el gato se apoye perpendicularmente y esté centrado sobre el anclaje.

Cada gato usado en el tensado estará provisto de un manómetro o tensiómetro para la medida de las fuerzas de tensado. El manómetro tendrá un dial de lectura exacta de no menos de 15 centímetros de diámetro, la combinación de gato y manómetro estará calibrada, y un monograma de calibración será entregado al Fiscalizador. Si se usa el tensiómetro se proveerán anillos de prueba calibrados, u otros dispositivos que permitan conocer exactamente las fuerzas de tensado. La calibración de los tensiómetros será tal que el 10% más bajo de su capacidad de medida para la que ha sido manufacturado, no sea usada en la medida de las fuerzas de tensión.

Los monogramas y certificados de la calibración para los gatos hidráulicos, manómetros o tensiómetros usados en el tensado de los cables, podrán ser revisados antes y durante las operaciones de tensado con tensiómetros proporcionados por el Fiscalizador, si este lo requiere. El Contratista proporcionará mano de obra, equipo y material para la instalación de los tensiómetros y su retiro, una vez realizada la revisión, como lo ordene el Fiscalizador.

A menos que se especifique otro procedimiento, los esfuerzos promedio de trabajo en el acero no excederá el 60% de su resistencia última. Los máximos esfuerzos temporales de tracción no excederán el 75% de la última resistencia del acero, y los esfuerzos iniciales a los cuales quedará sometido el acero una vez efectuado el anclaje, no excederán el 70% de su resistencia última.

Se considera fuerza de trabajo y esfuerzos de trabajo aquello que permanecerá en el acero después de todas las pérdidas de la precompresión, incluyendo flujo plástico y contracción del hormigón, acortamiento elástico del hormigón, flujo plástico del acero, fricción en los ductos, anclaje y toda otra pérdida relacionada con el método de precompresión que se utilice.

Las pérdidas de esfuerzo en el acero utilizado en el postensado, debidas a las causas indicadas en el párrafo anterior, se asumirán en 1.750 kilogramos por centímetro cuadrado. En el caso de utilizarse hormigón de agregados livianos, las pérdidas de esfuerzo se asumirán en 2.100 kilogramos por centímetro cuadrado.

Las pérdidas de esfuerzo en el acero utilizado en el pretensado, debidas al flujo plástico y la contracción del hormigón, flujo plástico del acero y compresión elástica del hormigón, se asumirá en 2.450 kilogramos por centímetro cuadrado y si se utiliza hormigón de agregados livianos, se asumirán en 2.800 kilogramos por centímetro cuadrado.

La fórmula y coeficientes de fricción que se utilizarán para el cálculo de las pérdidas por fricción en el acero de precompresión y ductos se señalarán en las disposiciones especiales del contrato.

Antes de la instalación completa de los encofrados, el Contratista demostrará, a satisfacción del Fiscalizador, que el acero de precompresión está libre y sin adherencia en los ductos; o si éste no ha sido todavía colocado, que los ductos no se encuentren obstruidos.

La fuerza total de tensado no se aplicará en el hormigón vaciado en el sitio, hasta que éste haya alcanzado una resistencia a la compresión igual a la especificada a los 28 días, y en ningún caso será aplicada hasta por lo menos 10 días después de vaciado el hormigón.

Prevía la autorización del Fiscalizador, se podrá aplicar al elemento estructural una parte de la fuerza total de precompresión, a fin de poder moverlo o trasladarlo; sin embargo, la aprobación del Fiscalizador para tal aplicación parcial y movimiento, no releva al Contratista de su responsabilidad en la construcción correcta del elemento.

El acero de precompresión en elementos pretensados no será cortado o soldado hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia a la compresión indicada en los planos o el valor de 280 kilogramos por centímetro cuadrado, debiendo

satisfacer siempre la mayor exigencia.

Cuando los cables en elementos pretensados se tensan individualmente, la pérdida de esfuerzos en aquellos será comprobada por el Contratista dentro de las tres horas antes de vaciado el hormigón. El método y el equipo por utilizarse en la comprobación serán aprobados por el Fiscalizador, y todo cable que presente una pérdida de tensión que exceda el 3%, deberá ser tensado nuevamente al valor especificado.

El cortado y soltado del acero en los elementos estructurales pretensados serán ejecutados en orden tal, que la excentricidad lateral de pretensión sea mínima.

El proceso de tensado aplicado a elementos postensados será conducido en tal forma que la tensión aplicada y la elongaciones producidas puedan ser medidas en cualquier instante, y los registros de tales mediciones serán entregados al Fiscalizador para su aprobación.

En los elementos continuos postensados de gran luz o aquellos en los que se especifique, los cables serán tensados por el Contratista aplicando los gatos en los dos extremos y en el caso de elementos postensados de apoyo simple, el Contratista podrá aplicar los gatos en un extremo únicamente.

502-4.06. Inyección de la lechada de cemento.- Los cables o barras utilizados en elementos estructurales postensados serán protegidos y ligados al hormigón, inyectando lechada de cemento en el espacio vacío dejado entre el ducto y los cables o barras.

La lechada estará compuesta de cemento Portland y agua, en las proporciones aprobadas por el Fiscalizador. Podrá contener algún aditivo aprobado, a condición de que no contenga iones de cloro en cantidad superior al 0.25% del peso del aditivo. Se deberá preparar la lechada añadiendo al agua, el cemento y luego el aditivo, si fuera utilizado, los que serán mezclados mediante equipo mecánico para obtener una lechada uniformemente mezclada y cremosa. La proporción de agua no deberá ser mayor de 22 litros por cada 50 kilogramos de cemento.

La lechada se agitará continuamente hasta el momento de su inyección en los ductos. La calidad de la lechada deberá ser aprobada por el Fiscalizador, la cual deberá pasar a través de un tamiz de dos milímetros antes de ser vaciada en la bomba de inyección.

El equipo que se utilizara en la inyección de la lechada de cemento deberá desarrollar una presión de, por lo menos, 7 kilogramos por centímetro cuadrado, y se dispondrá de un manómetro con escala de lectura apropiada. Bajo condiciones normales, la inyección de lechada de cemento del ducto de mayores dimensiones deberá realizarse en no más de 20 minutos.

La bomba se alimentará de lechada por gravedad, desde una tolva ubicada directamente sobre ella. Deberá cuidarse de que la tolva esté por lo menos parcialmente llena durante toda la operación de inyección, para impedir el arrastre de aire a los ductos. No se deberá añadir agua a la lechada para aumentar la fluidez que haya sido disminuida por la demora en la operación de inyección.

Los conductos de inyección dispondrán de válvulas mecánicas de cierre, que serán capaces de resistir la operación de bombeo. Dichas válvulas no serán removidas o abiertas hasta el endurecimiento de la lechada. El escape de lechada a través de los dispositivos de anclaje se evitará por medios mecánicos aprobados.

Antes de proceder a la inyección, deberá limpiarse el ducto con aire a presión, observando si éste llega a salir por el extremo opuesto en forma continua y regular.

Si los conductos son de hormigón, deberá inyectarse previamente agua para humedecer dicho hormigón. No deberá transcurrir más de 30 minutos desde el preparado de la lechada hasta el comienzo de la inyección, a no ser que se utilicen retardadores.

La inyección deberá hacerse desde el anclaje más bajo, o desde el tubo de purga inferior del conducto, con todos los tubos de purga restantes abiertos. Al comenzar el bombeo de la lechada, se le permitirá salir a través de los tubos de purga del ducto hasta comprobar que no salgan aglomeraciones de lechada ni otra indicación de la inclusión de agua o aire; este flujo de lechada se mantendrá por un tiempo de 10 segundos. Entonces se cerrarán todos los tubos de purga y la válvula de salida del otro extremo; se mantendrá la presión de la bomba momentáneamente; en acto continuo, la válvula de entrada se cerrará mientras se mantiene esta presión.

Cuando existan condiciones climáticas que pudieran contribuir a un endurecimiento rápido de la lechada, esta deberá ser enfriada por métodos adecuados para prevenir bloqueos durante las operaciones de bombeo. Por el contrario, si prevalece una temperatura ambiental muy baja, el Contratista proveerá de medios adecuados de protección de la lechada, para prevenir daños por congelación u otras causas.

Una vez realizada la inyección de la lechada, la superficie del hormigón, alrededor de los anclajes, se limpiará con un chorro abrasivo, a fin de dejar el agregado descubierto y poder realizar el recubrimiento y acabado finales.

502-5. Ensayos y Tolerancias.

502-5.01. Ensayos.- En caso de que el Fiscalizador lo elija, el Contratista

suministrará, a su costo, muestras del acero de refuerzo, acero para la precompresión, ductos, dispositivos de anclaje o cualquier otro material que se proponga utilizar en estos trabajos, de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador.

Los ensayos necesarios para determinar la calidad de cualquier elemento de hormigón precomprimido, estarán de acuerdo con lo estipulado en la Sección 808 de estas especificaciones.

502-5.02. Tolerancias.- Se verificarán las dimensiones, forma y alineamiento de los elementos estructurales, de acuerdo a lo indicado en los planos y lo ordenado por el Fiscalizador, dentro de las tolerancias que se indican a continuación.

Las dimensiones de cualquier sección transversal de vigas, losas, muros o columnas no tendrán una diferencia con las de los planos mayor de $(0.01t + 2 \text{ mm.})$ o menor de $(0.01t + 2 \text{ mm.})/2$, en donde "t" es la dimensión para la que considera la tolerancia.

La desviación angular de los ejes establecidos de cualquier sección transversal de una viga o columna hormigonadas en obra, no será mayor a un grado, y para elementos prefabricados, no será mayor a $1/2$ grado.

La distancia entre el eje central de una columna y la recta que une los centros de las secciones transversales extremas no será mayor de $(0.01t + 2 \text{ mm.})$, donde "t" es la dimensión de la columna, perpendicular a la medida de la tolerancia.

La distancia entre el eje central de una viga de sección constante y la recta que une los centros de las secciones transversales extremas, antes de aplicada la precompresión y medida en dirección vertical, no será mayor de $(0.01h + 2 \text{ mm.})$, y medida en la dirección horizontal, no será mayor de $(0.01b + 4 \text{ mm.})/2$, en donde "h" es la contraflecha de la viga y "b" es el ancho del ala de mayor dimensión de aquella.

Una vez aplicada la precompresión, la distancia horizontal entre el eje central de la viga y la recta que une los centros de las secciones extremas, no será mayor de $(L/700)$, o de $(b/20)$, en donde "L" es la longitud total de la viga y "b" es el ancho o ala de mayor dimensión de aquella.

Los ejes de los apoyos de las vigas no diferirán de los proyectados, longitudinalmente, en más de 2 mm. y, transversalmente, en más de 5 mm.

Los alargamientos no podrán diferir de los previstos en el programa de tensado en más del cinco por ciento. Caso de superarse esta tolerancia, se examinarán las posibles causas de variación, tales como errores de lectura, de sección de las armaduras, de módulos de elasticidad o de los coeficientes de rozamiento,

rotura de algún elemento del tendón, tapones de mortero, etc., y se procederá a un retensado con nueva medición de los alargamientos.

Si durante el tensado se rompe uno o más alambres y la armadura del elemento está constituida por un gran número de ellos, podrá alcanzarse la fuerza total de precompresión necesaria aumentando la tensión en los restantes, siempre que para ello no sea preciso elevar la tensión en cada alambre individual, en más de un cinco por ciento del valor inicialmente previsto. La aplicación de tensiones superiores requiere de un nuevo estudio que deberá efectuarse basándose en las características mecánicas de los materiales realmente utilizados.

La pérdida total en la fuerza de precompresión, originada por la rotura de alambres irremplazables, no podrá exceder nunca del dos por ciento de la fuerza total prevista de precompresión.

502-6. Elementos Prefabricados de Hormigón Precomprimido.

502-6.01. Descripción.- Se consideran como elementos prefabricados de hormigón precomprimido, los que constituyen productos estándar ejecutados en instalaciones industriales fijas y que, por tanto, no son realizados en obra.

502-6.02. Materiales.- Los materiales a emplearse para elementos prefabricados de hormigón precomprimido satisfarán los requerimientos indicados en la subsección 502-2, además de las exigencias previstas en los planos y disposiciones especiales.

502-6.03. Transporte, almacenamiento y manipuleo.- Las vigas prefabricadas se transportarán y almacenarán en la posición y apoyo previstos en los planos; de tal forma que los puntos de soporte y la dirección de las reacciones con respecto a la viga sean aproximadamente las mismas durante la transportación y almacenamiento, y cuando la viga esté en su posición final en la estructura, se evitará el contacto con el terreno o con cualquier producto que las pueda manchar o deteriorar. En el caso de que el Contratista juzgue conveniente transportar o guardar vigas prefabricadas en una posición diferente a la indicada en los planos, o en las disposiciones especiales o en las presentes especificaciones, se lo hará, a su propio riesgo.

El almacenamiento, izado y manipuleo de unidades prefabricadas, se lo hará, de acuerdo a los planos y disposiciones especiales, con todo el cuidado necesario para prevenir roturas o daños. Si existiera unidades dañadas debido al almacenamiento o manipuleo incorrecto, éstas serán reemplazadas por el Contratista, a su costo.

502-6.04. Ensayos y Tolerancias.

502-6.04.1.Ensayos.- El Contratista facilitará al Fiscalizador la toma de

muestras de materiales para su ensayo, de acuerdo a lo indicado en el numeral 502-5.01, y realizar inspecciones de los procesos de fabricación, siempre que lo considere necesario.

502-6.04.2.Tolerancias.- Los elementos prefabricados de hormigón precomprimido satisfarán los requerimientos previstos en el numeral 502-5.02, además de lo que se indica a continuación.

No presentarán rebabas que sean indicio de pérdidas graves de lechada, ni más de tres oquedades en una zona de diez centímetros cuadrados de paramento, ni oquedad alguna que deje vistas las armaduras. Tampoco presentará superficies descascaradas o aristas despostilladas, señales de discontinuidad en el hormigonado o armaduras visibles.

No se aceptarán elementos con fisuras de más de una décima de milímetro de ancho, o con fisuras de retracción de más de dos centímetros de longitud, a no ser que lo autorice el Fiscalizador.

El Fiscalizador podrá ordenar la comprobación de las características mecánicas sobre un cierto número de elementos.

502-7. Medición y Pago.

502-7.01. Medición.- La cantidad a pagarse por la construcción de elementos estructurales de hormigón precomprimido, con excepción de pilotes, será el número de elementos contruidos y aceptados, de conformidad con los requisitos contractuales. Los pilotes de hormigón precomprimido serán pagados de acuerdo con los rubros indicados en el numeral 501-8.02.

502-7.02. Pago.- La cantidad determinada en la forma indicada en el numeral anterior, se pagará al precio contractual para el rubro abajo asignado y que conste en el contrato.

Estos precios y pago constituirán la compensación total por el suministro de materiales la fabricación y montaje o el vaciado en el lugar de elementos estructurales de hormigón precomprimido, excepto pilotes, incluyendo el encofrado, el tendido, tensado y anclaje del acero de precompresión, el hormigonado e inyección de lechada de cemento, así como por mano de obra, equipo, materiales, herramientas y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

El pago de los elementos estructurales de hormigón precomprimido podrá realizarse de acuerdo con los rubros que conforman las vigas como se especifica más adelante.

Nº del Rubro de Pago y Designación

Unidad de Medición

502 (1) Elementos estructurales de hormigón
precomprimido (*).....Unidad

Cuando se especifique más de un tipo o tamaño de elementos, se añadirán letras como sufijo del número del rubro de pago, para distinguir los diferentes elementos.

(*) Indicar longitud del elemento.

El rubro 502 (1) será desglosado en los siguientes rubros:

N° del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
502 (1)a Acero para precompresión (**).....	Kilogramo (Kg.)
503 (1) Hormigón estructural de cimento Portland Clase A.....	Metro Cúbico (m ³)
504 (1) Acero de refuerzo en barras.....	Kilogramo (Kg.)

(**) Indicar resistencia última del acero de preesfuerzo.

SECCION 503. HORMIGON ESTRUCTURAL.

503-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro, puesta en obra, terminado y curado del hormigón en puentes, alcantarillas de cajón, muros de ala y de cabezal, muros de contención, sumideros, tomas y otras estructuras de hormigón en concordancia con estas especificaciones, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. Este trabajo incluye la fabricación, transporte, almacenamiento y colocación de vigas losas y otros elementos estructurales prefabricados.

El hormigón para estructuras estará constituido por cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aditivos, si se requiere, y agua, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección y en el Capítulo 800 de estas especificaciones.

La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales y satisfará los requerimientos previstos en la Sección 801.

503.a.6 Clasificación y mezclas de diseño

El Contratista debe suministrar el diseño de la mezcla, y la clasificación de las mismas para los diferentes elementos estructurales.

El contratista deberá determinar y medir la cantidad de cada grupo y de cada uno de los ingredientes que conforman la mezcla incluido el agua.

Es conveniente realizar pruebas con muestras de todos los materiales que se utilizarán en la construcción, con el fin de evaluar el grado de confiabilidad del diseño.

Para definir y mejorar el diseño, el contratista tiene la opción de utilizar aditivos para el hormigón.

503-2. Materiales.- El hormigón y los materiales utilizados para su elaboración satisfarán los requisitos señalados en las Secciones 801 a 805.

503-3. Dosificación, Mezclado y Transporte y Pruebas del Hormigón.

503-3.01. Dosificación.- La mezcla de hormigón deberá ser correctamente dosificada y presentará condiciones adecuadas de trabajabilidad y terminado. Será durable, impermeable y resistente al clima.

Los materiales del hormigón serán dosificados de acuerdo a lo especificado en la Sección 801 en concordancia con los requerimientos de cada clase.

El diseño de la mezcla cumplirá con las especificaciones indicadas en los planos

o documentos contractuales, será aprobado por el Fiscalizador y determinará las proporciones definitivas de los materiales y la consistencia requerida.

503.a.8 Calidad del hormigón

El hormigón debe diseñarse para ser uniforme, trabajable, transportable, fácilmente colocable y de una consistencia aceptable para la Fiscalización. (En estas condiciones el hormigón es dócil).

Para obtener buena docilidad del hormigón se deberá evitar usar áridos de formas alargadas y con aristas. Es necesario indicar que el cemento influye en la docilidad del hormigón.

El contenido de cemento, relación máxima agua/cemento permitida, máximo revenimiento y otros requerimientos para todas las clases de hormigón a utilizarse en una construcción, deberán conformar como requisitos indispensables de las especificaciones técnicas de construcción.

Cuando la resistencia a la compresión está especificada a los 28 días, la prueba realizada a los 7 días deberá tener mínimo el 70% de la resistencia especificada a los 28 días. La calidad del hormigón debe permitir que la durabilidad del mismo tenga la capacidad de resistencia a lo largo del tiempo, frente a agentes y medios agresivos.

503-3.02. Mezclado y Transporte.- El mezclado y transporte del hormigón satisfará los requerimientos y exigencias indicadas en la Sección 801.

503-3.03. Pruebas.- La calidad del hormigón se determinará de acuerdo a los ensayos señalados en la Sección 801.

503.a.7 Revenimientos requeridos

Cuando el rango del agua es reducido mediante el uso de aditivos, el revenimiento no deberá exceder de 200 mm.

En condiciones normales y como guía, se adiciona una tabla de revenimientos requeridos recomendados en las Especificaciones Estándar para Construcción y Mantenimiento de Avenidas, Calles y Puentes del Departamento de Transporte de Texas de los Estados Unidos.

TABLA 8- 503.a.7**REVENIMIENTOS REQUERIDOS**

DESIGNACIÓN DEL HORMIGÓN	REVENIMIENTO DESEADO (mm)	REVENIMIENTO MAXIMO (mm)
A.- HORMIGÓN ESTRUCTURA		
1.- Todos los barrenados	150	175
2.- Paredes de sección delgada (230 mm o menos).	100	125
3.- Losas, hormigón de recubrimiento Tapas, columnas, pilas, secciones de paredes sobre 230 mm, etc.	75	100
4.- Miembros de hormigón presforzado.	100	125
5.- Hormigón para barreras de tráfico (fabricado en sitio o prefabricado) hormigón para rieles sobre puentes	100	125
6.- Recubrimiento de hormigón denso.	20	25
7.- Hormigón colocado bajo el agua.	150	175
8.- Hormigón con reductor de agua del alto rango.	-	200
B.- HORMIGÓN PARA PAVIMENTO	40	75 max. 25 min.
C.- OTROS	Aprobado por la	Fiscalización

NOTA: Ningún hormigón debería ser permitido con un revenimiento superior al máximo indicado.

503-4. Procedimiento de Trabajo.**503-4.01. Obra falsa y encofrados.**

503-4.01.1.Obra falsa.- A no ser que se especifique de otra manera, los planos detallados y los datos de los materiales a usarse en la obra falsa o cerchado, deberán entregarse al Fiscalizador para su aprobación; pero en ningún caso el Contratista será relevado de responsabilidad por los resultados obtenidos con el uso de los planos aprobados por el Fiscalizador.

Para el diseño de la obra falsa o cerchado, se deberá asumir que el peso del hormigón es de 2.400 kilogramos por metro cúbico. Toda la obra falsa deberá ser diseñada y construida para soportar las cargas indicadas en esta sección, sin provocar asentamientos o deformaciones apreciables. El Fiscalizador podrá solicitar al Contratista el uso de gatos o cuñas para contrarrestar cualquier asentamiento producido antes o durante el vaciado del hormigón.

Deberá utilizarse un sistema de pilotaje para soportar la obra falsa que no pueda ser cimentada adecuadamente, el cual será suministrado a costo del Contratista.

Las cerchas de arcos deberán construirse de acuerdo a lo especificado en los planos o en las disposiciones especiales, sin alterar sus dimensiones y geometría.

Cuando se utilicen cimentaciones para obra falsa del tipo de zapata, el Contratista determinará el valor soportante del suelo e indicará los valores asumidos para el diseño de la obra falsa en los planos de la misma.

Las deflexiones totales anticipadas de la obra falsa y encofrados se indicarán en los planos de obra falsa y no excederán de 2 centímetros. Los encofrados de las losas entre vigas se construirán sin tolerancia alguna para deflexión entre las vigas.

El diseño de la obra falsa se basará en los valores mínimos y los valores máximos de esfuerzos y deflexiones que tengan aceptación general para los materiales a utilizarse. Los cálculos mostrarán los esfuerzos y deflexiones en todos los elementos estructurales que soportan cargas.

Los esfuerzos asumidos se basarán en el empleo de materiales sanos y de alta calidad, esfuerzos que serán modificados por el Contratista cuando se utilicen materiales de menor calidad. El Contratista será responsable de la calidad de sus materiales de obra falsa y del diseño de la misma para soportar con seguridad las cargas reales que se le imponga, inclusive cargas horizontales.

La obra falsa tendrá la resistencia y disposición necesaria para que en ningún momento los movimientos locales, sumados en su caso a los del encofrado, sobrepasen los 5 milímetros; ni los de conjunto, la milésima de la luz.

Cuando la obra falsa se encuentre sobre o adyacente a carreteras o vías férreas, todos los elementos del sistema de obra falsa que contribuyan a la estabilidad horizontal y resistencia al impacto se colocarán en el momento en que se ensamble cada componente de la obra falsa y permanecerá en su lugar hasta la remoción de toda la obra falsa.

Cuando lo autorice el Fiscalizador, se usarán tiras para compensar la deflexión anticipada en la obra falsa y de la estructura. El Fiscalizador verificará la magnitud de la contraflecha a usarse en la construcción de la obra falsa.

Una vez montada la obra falsa, si el Fiscalizador lo cree necesario, se verificará una prueba consistente en sobrecargarla de un modo uniforme y pausado, en la cuantía y con el orden con que lo habrá de ser durante la ejecución de la obra. Durante la realización de la prueba, se observará el comportamiento general de la obra falsa, siguiendo sus deformaciones mediante flexímetros o nivelaciones de precisión. Llegados a la sobrecarga completa, ésta se mantendrá durante 24 horas, con nueva lectura final de flechas. A continuación, y en el caso de que la prueba ofreciese dudas, se aumentará la sobrecarga en un 20% o más, si el Fiscalizador lo considerase preciso.

Después se procederá a descargar la obra falsa, en la medida y con el orden que indique el Fiscalizador, observándose la recuperación de flechas y los niveles definitivos con descarga total.

Si el resultado de las pruebas es satisfactorio y los descensos reales de la obra falsa hubiesen resultado acordes con los teóricos que sirvieron para fijar la contraflecha, se dará por buena la posición de la obra falsa y se podrá pasar a la construcción de la obra definitiva.

En el caso que sucedan deformaciones o asentamientos que excedan en ± 1 centímetro de aquellos indicados en los planos de la obra falsa, u ocurran otros desperfectos que, a criterio del Fiscalizador, impedirán conseguir una estructura que se conforme a los requerimientos de los documentos contractuales, el Contratista adoptará las medidas correctivas necesarias, a satisfacción del Fiscalizador.

En el caso que los desperfectos indicados en el párrafo anterior sucedieran durante el vaciado del hormigón, éste será suspendido hasta que se realicen las correcciones respectivas. Si no se efectuaren dichas correcciones antes de iniciarse el fraguado del hormigón en la zona afectada, el vaciado del hormigón inaceptable será retirado y reemplazado por el Contratista a su cuenta.

503-4.01.2. Encofrados.- Todos los encofrados se construirán de madera o metal adecuados y serán impermeables al mortero y de suficiente rigidez para impedir la distorsión por la presión del hormigón o de otras cargas relacionadas

con el proceso de construcción. Los encofrados se construirán y conservarán de

manera de evitar torceduras y aberturas por la contracción de la madera, y tendrán suficiente resistencia para evitar una deflexión excesiva durante el vaciado del hormigón. Su diseño será tal que el hormigón terminado se ajuste a las dimensiones y contornos especificados. Para el diseño de los encofrados, se tomará en cuenta el efecto de la vibración del hormigón durante en vaciado.

Los encofrados para superficies descubiertas se harán de madera labrada de espesor uniforme u otro material aprobado por el Fiscalizador; cuando se utilice forro para el encofrado, éste deberá ser impermeable al mortero y del tipo aprobado por el Fiscalizador. Todas las esquinas expuestas deberán ser achaflanadas.

Previamente al vaciado del hormigón, las superficies interiores de los encofrados estarán limpias de toda suciedad, mortero y materia extraña y recubiertas con aceite para moldes.

No se vaciará hormigón alguno en los encofrados hasta que todas las instalaciones que se requieran embeber en el hormigón se hayan colocado, y el Fiscalizador haya inspeccionado y aprobado dichas instalaciones. El ritmo de vaciado del hormigón será controlado para evitar que las deflexiones de los encofrados o paneles de encofrados no sean mayores que las tolerancias permitidas por estas especificaciones. De producirse deflexiones u ondulaciones en exceso a lo permitido, se suspenderá el vaciado hasta corregirlas y reforzar los encofrados para evitar una repetición del problema.

Las ataduras metálicas o anclajes, dentro de los encofrados, serán contruidos de tal forma que su remoción sea posible hasta una profundidad de por lo menos 5 centímetros desde la cara, sin causar daño al hormigón. Todos los herrajes de las ataduras de alambre especiales serán de un diseño tal que, al sacarse, las cavidades que queden sean del menor tamaño posible.

Estas cavidades se llenarán con mortero de cemento y la superficie se dejará sana, lisa, igual y de color uniforme. Todos los encofrados se construirán y mantendrán según el diseño de tal modo que el hormigón terminado tenga la forma y dimensiones indicadas en los planos y esté de acuerdo con las pendientes y alineaciones establecidas. Los encofrados permanecerán colocados por los períodos que se especifican más adelante,

La forma, resistencia, rigidez, impermeabilidad, textura y color de la superficie en los encofrados usados deberá mantenerse en todo tiempo. Cualquier madera torcida o deformada deberá corregirse antes de volver a ser usada. Los encofrados que sean rechazados por cualquier causa, no se volverán a usar.

Los enlaces o uniones de los distintos elementos de los encofrados serán sólidos

y sencillos, de modo que su montaje y desmontaje se verifiquen con facilidad.

Tanto las superficies de los encofrados como los productos que a ellas se puedan aplicar, no deberán contener sustancias perjudiciales para el hormigón.

En el caso de las obras de hormigón pretensado, se pondrá especial cuidado en la rigidez de los encofrados junto a las zonas de anclaje, para que los ejes de los cables sean exactamente normales a los anclajes. Se comprobará que los encofrados y moldes permitan las deformaciones de las piezas en ellos hormigonadas, y resistan adecuadamente la redistribución de cargas que se originan durante el tensado de las armaduras a la transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón. Especialmente, los encofrados y moldes deben permitir, sin coartar, los acortamientos de los elementos que en ellos se construyan.

Cuando se encofren elementos de gran altura y pequeño espesor a hormigonar de una vez, se deberán prever en las paredes laterales de los encofrados ventanas de control, de suficiente dimensión para permitir desde ellas la compactación del hormigón. Estas aberturas se dispondrán con espaciamiento vertical y horizontal no mayor de un metro, y se cerrarán cuando el hormigón llegue a su altura.

503-4.02. Vaciado y juntas de construcción.

503-4.02.1.Vaciado.- Todo el hormigón será colocado en horas del día, y su colocación en cualquier parte de la obra no se iniciará si no puede completarse en dichas condiciones. La colocación durante la noche se podrá realizar sólo con autorización por escrito del Fiscalizador y siempre que el Contratista provea por su cuenta un sistema adecuado de iluminación.

No se colocará el hormigón mientras los encofrados y la obra falsa no hayan sido revisados por el Fiscalizador y, de ser necesario, corregidos, mientras el acero de refuerzo no este completo, limpio y debidamente colocado en su sitio.

Como paso previo para el vaciado del hormigón, todo el aserrín, viruta, cualquier otro desecho de la construcción o materiales extraños a ella se retirarán del interior de los encofrados. Puntales, riostras y refuerzos que sirvan provisionalmente para mantener los encofrados en su posición y alineación correcta durante la colocación del hormigón, se retirarán cuando el hormigonado este en un nivel tal que resulten estos innecesarios y ninguna parte auxiliar deberá quedar embebida en el hormigón.

Los métodos de colocación y compactación del hormigón serán tales como para obtener una masa uniforme y densa, evitando la segregación de materiales y el desplazamiento de la armadura. El uso de conductos largos, canaletas y tubos para llevar el hormigón desde la mezcladora al encofrado, se realizará únicamente con autorización escrita del Fiscalizador. En el caso de que por el

uso de estos conductos la calidad del hormigón resulte inferior, el Fiscalizador puede ordenar que sean sustituidos por un método eficiente de vaciado.

Los conductos abiertos y las canaletas serán de metal o forradas de metal, y tendrán pendientes altas. Las canaletas serán equipadas con deflectores o serán de longitudes cortas para invertir la dirección del movimiento. No se usarán canaletas conductos o tubos de aluminio para la colocación del hormigón.

En las canaletas, conductos y tubos se limpiará y removerá cuidadosamente todo el hormigón endurecido antes de su uso. El hormigón será colocado dentro de los 30 minutos siguientes de su mezclado. Después del fraguado inicial del hormigón, los encofrados no deberán ser sometidos a vibraciones o movimientos y los extremos de las armaduras sobresalientes no se someterán a esfuerzo alguno.

El hormigón deberá vaciarse lo más exactamente posible en su posición definitiva. No se permitirá que el hormigón caiga libremente de más de 1.20 metros o que sea lanzado a distancias mayores de 1.50 metros. El hormigón será depositado con el equipo aprobado por el Fiscalizador. Ha de colocarse en capas horizontales de espesor uniforme, consolidando cada una antes de colocar la otra.

Las capas no deberán exceder de 15 a 30 centímetros de espesor, para miembros reforzados, y de 45 centímetros de espesor, para trabajos en masa, según la separación de los encofrados y la cantidad de acero de refuerzo. Cada capa se compactará antes de que la anterior haya fraguado, para impedir daños al hormigón fresco y evitar superficies de separación entre capas.

El ritmo de colocación del hormigón deberá regularse, de manera que las presiones contra los moldes o encofrados causadas por el hormigón húmedo no excedan a las consideradas en el diseño de los encofrados.

Todo el hormigón será vibrado, a criterio del Fiscalizador, y con equipo aprobado por él. La vibración deberá ser interna, y penetrará dentro de la capa colocada anteriormente para asegurar que toda la masa se haga homogénea, densa y sin segregación.

Los vibradores utilizados deberán transmitir al hormigón vibraciones con frecuencias mayores a 4.500 impulsos por minuto.

Se utilizará un número adecuado de vibradores para que se logre la completa consolidación de la capa colocada antes de que el hormigón haya comenzado a fraguar.

Los vibradores no serán empleados para empujar o conducir la masa de

hormigón dentro de los encofrados hasta el lugar de su colocación. Tampoco serán colocados contra los moldes o encofrados o contra el acero de refuerzo. La vibración deberá tener la suficiente duración e intensidad para consolidar completamente el hormigón, pero no deberá continuarse hasta el punto que cause segregación.

Los vibradores se aplicarán en puntos uniformemente espaciados y no más lejos que dos veces el radio sobre el cual la vibración es visualmente efectiva.

El trabajo de los vibradores será tal que se obtenga un hormigón de textura uniforme en las capas expuestas, evitando la formación de panales.

503.a Colocación del hormigón

503.a.1 Temperatura de colocación del hormigón

La temperatura del hormigón colocado en sitio, en caso de losas de puentes y losas superiores en contacto con el tráfico no deberán exceder de 29°C, para otras estructuras la temperatura de fundición deberá especificarse en los planos.

Para colocación de masas de hormigón que estén indicadas en planos y su fundición sea monolítica, en el momento de su colocación la temperatura no deberá ser superior a 24°C.

Para iniciar un plan de fundición en condiciones de alta temperatura, se deberá seguir el siguiente plan:

- 1.- Selección de los ingredientes del hormigón para minimizar el calor de hidratación.
- 2.- Colocar hielo o ingredientes fríos para el hormigón.
- 3.- Controlar la relación A/C del concreto a colocarse.
- 4.- Usar protección para controlar el aumento del calor.

El contratista dispondrá de instrumentos de medición de temperatura, y debe hacerlo en las fundiciones tanto en la superficie como en la parte interior del hormigón.

503.a.2 Tiempos de transporte del hormigón

Los máximos intervalos de tiempos entre la colocación del cemento para la dosificación y colocación del hormigón en los encofrados se deberán regir por la siguiente tabla:

TABLA 8 – 503.a.2

TEMPERATURA: TIEMPOS REQUERIDOS

TEMPERATURA DEL	TIEMPO MAXIMO	TIEMPOMAXIMO (1)
HORMIGON	(sin retardante)	(con retardante)
(en el sitio)	minutos	minutos
HORMIGON NO AGITADO		
Sobre 27°C	15	30
Inferior 27°C	30	45
HORMIGON AGITADO		
Sobre 32°C	45	75
Entre 24° y 32°C	60	90

(1) Dosificación normal del retardante.

503.a.3 Colocación del hormigón en tiempo caliente

Cuando la temperatura del aire es superior a los 29°C, se debe utilizar un agente retardador y este proceso se requerirá para toda la superestructura y vigas superiores.

503-4.02.1.1.Alcantarillas.- En general, la losa de fondo o las zapatas de las alcantarillas de cajón se hormigonarán y dejarán fraguar antes de que se construya el resto de la alcantarilla. En este caso, se tomarán las medidas adecuadas para que las paredes laterales se unan a la base de la alcantarilla, de acuerdo a los detalles señalados en los planos.

Antes de que el hormigón sea colocado en las paredes laterales, las zapatas de la alcantarilla deberán estar completamente limpias y la superficie suficientemente rugosa y húmeda, en concordancia con lo especificado en la sección referente a juntas de construcción.

En la construcción de alcantarillas de cajón de 1.20 metros o menos, las paredes laterales y la losa superior podrán construirse en forma continua. En la construcción de alcantarillas de más de 1.20 metros, el hormigón de las paredes se colocará y dejará fraguar antes de construirse la losa superior y se formarán juntas de construcción aprobadas, en las paredes.

Si es posible, en las alcantarillas, cada muro de ala deberá construirse en forma continua. Si las juntas de construcción en los muros de ala son inevitables, deberán ser éstas horizontales y ubicadas de tal forma que ninguna junta sea

visible en la cara expuesta, sobre la línea del terreno.

503-4.02.1.2.Vigas, losas, zapatas, columnas, pilas y muros.- En vigas simples, el hormigón será depositado empezando en el centro de la luz y terminando en los extremos. En vigas, el hormigón será colocado en capas horizontales uniformes, a lo largo de toda su longitud. En luces continuas, el hormigón se colocará de acuerdo a lo especificado en los planos o en las disposiciones especiales.

El hormigonado en los acartelamientos con alturas menores a 1 metro deberá realizarse en forma continua con el hormigonado de la viga, y los cabezales de las columnas o estribos deberán ser rebajados para formar los apoyos de los acartelamientos. En cualquier chaflán o acartelamiento que tenga una altura mayor de un metro, el hormigonado de los estribos o columnas, vigas y acartelamientos, deberá realizarse en tres etapas sucesivas: primero, la parte inferior del acartelamiento; luego, la parte inferior de la viga y, por último se completará lo que falta.

En vigas continuas acarteladas, el hormigonado deberá realizarse en forma continua en toda su altura, incluido el acartelamiento. Donde el hormigonado sea de tal magnitud que no se pueda realizar en una operación continua, las juntas de construcción verticales se localizarán preferiblemente en la zona de flexión nula.

El hormigonado en losas y zapatas se realizará en una operación continua, a menos que se indique otra cosa en los planos.

Los pisos y las vigas de la superestructura deberán hormigonarse en una operación continua, salvo cuando se especifique otra cosa. Deberán preverse anclajes especiales para corte, asegurando de esta manera la acción monolítica entre las vigas y el piso.

El hormigonado en vigas "T" se podrá hacer en una operación continua o en dos etapas: primero, toda la altura del nervio y, luego, la losa superior. En el último caso, la unión entre el nervio y la losa de la viga "T" deberá ser efectiva, utilizando una junta de construcción aprobada por el Fiscalizador y de acuerdo a lo indicado en los planos y en las presentes especificaciones. El hormigón en vigas cajón podrá ser vaciado en dos o tres operaciones, empezando siempre por la losa de fondo. Si el alma de la viga es hormigonada en una operación separada a la losa superior, la unión entre estas deberá realizársela de igual forma que en las vigas "T".

503.a.5 Colocación del hormigón en la cimentación y sub-estructura

Como regla general, el hormigón no podrá ser colocado en la cimentación hasta que el fondo y las características de la misma hayan sido inspeccionadas.

El fondo de la cimentación por ningún motivo debe contener agua.

La fundición de columnas, pilas o estribos de hormigón deberán ser fundidas monolíticamente entre juntas de construcción, las mismas que deberán estar definidas para toda la estructura antes del inicio de la fundición.

El hormigonado de columnas, pilas y muros se lo realizará en forma continua, a menos que se indique otra cosa en los planos. El hormigón se dejará fraguar por

lo menos 12 horas antes de colocar el hormigón en el cabezal, y éste no se colocará hasta que se hayan removido los moldes de las columnas e inspeccionado el hormigón colado en ellas, salvo que el Fiscalizador autorice otro procedimiento. La carga de la superestructura no se la dejará descansar sobre las columnas hasta que haya transcurrido por lo menos 14 días después del hormigonado, a menos que el Fiscalizador permita otro procedimiento. La secuencia de hormigonado en vigas "T", losas, vigas cajón y columnas, estará indicada en los planos o en las disposiciones especiales. Los dientes para corte u otros medios utilizados para asegurar la unión adecuada de vigas y losas, deberán ser aprobados por el Fiscalizador.

Los barandales y parapetos no serán hormigonados hasta que los encofrados o cerchas del tablero hayan sido retirados, a menos que el Fiscalizador lo autorice. Los moldes deberán ser lisos y perfectamente contruidos y alineados, de manera que el hormigón no se dañe al desencofrar. Las barandas y parapetos serán acabados y curados de acuerdo con lo estipulado en los numerales 503-4.06 y 503-4.03.

503-4.02.1.3.Arcos.- El hormigonado del cuerpo del arco deberá realizárselo de tal forma que la carga quede repartida uniformemente.

El cuerpo de los arcos deberán hormigonarse en secciones transversales, de tal tamaño que cada sección pueda ser vaciada en una operación continua. La disposición de las secciones y la secuencia del hormigonado será aprobada por el Fiscalizador y debe ser de manera que no provoque esfuerzos iniciales en la armadura. Las secciones deberán ser unidas mediante un sistema conveniente, aprobado por el Fiscalizador. Cuando sea posible, los cuerpos de los arcos podrán ser fundidos en una sola operación.

503-4.02.1.4.Colocación del hormigón bajo el agua.- El hormigón no se colocará bajo agua, excepto cuando se indique en los planos o lo autorice el Fiscalizador en circunstancias especiales, en cuyo caso, la colocación de una capa sellante se efectuará bajo su control y de acuerdo al método descrito a continuación:

El hormigón por depositarse en agua será clase A, con un aumento del 10% de cemento. Para impedir la segregación se vaciará cuidadosamente en una masa

compacta, por medio de una tolva y tubería, o una bomba. El vaciado deberá efectuarse en forma continua, sin afectar al hormigón colocado previamente. El agua en el lugar de colocación se mantendrá tranquila.

503.a.4 Colocación del hormigón en agua

No se debe permitir el bombeo de agua durante la colocación del hormigón y la superficie debe estar lista por lo menos 36 horas antes.

En el caso que se especifique colocar hormigón bajo el agua, este deberá ser rediseñado para adicionar 60 Kg de cemento por m³, con referencia al diseño que se está usando, tomando en cuenta las condiciones de trabajabilidad.

La tolva y tubería estarán constituidas por un tubo metálico de un diámetro de no menos de 25 centímetros, construido en secciones con acoples de bridas provistas de empaques. La tolva se apoyará de modo que permita un movimiento libre del extremo de descarga sobre toda la superficie de trabajo y se puede bajar rápidamente, si fuera necesario retardar o parar el flujo del hormigón. El extremo de descarga estará cerrado al inicio del trabajo para impedir la entrada de agua al hormigón. Iniciada la descarga de la mezcla, el extremo inferior del tubo deberá quedar sumergido en el hormigón fresco para mantenerlo sellado, evitando la entrada de agua y un posible lavado del hormigón. El flujo de hormigón deberá ser continuo hasta que el trabajo finalice. No se permitirá el uso de tubos de aluminio.'

El espesor exacto del sello estará contenido en los planos o será indicado por el Fiscalizador. Al hormigón, en el sello, se lo curará por lo menos durante 5 días después del colado, antes de proceder a desaguar la ataguía dentro de la cual se ha colocado el sello. Si el sello se coloca en agua a una temperatura menor a 7 grados centígrados, el tiempo de curado antes del desaguado será incrementado.

Después de transcurrido un tiempo, para asegurar una adecuada resistencia del sello de hormigón y con la autorización del Fiscalizador, la ataguía será desaguada y la cara superior del hormigón limpia de espuma, nata y sedimentos. Antes de depositar el hormigón fresco sobre el sello, se nivelará la superficie a fin de proporcionar un espacio libre adecuado para la armadura de refuerzo de la capa siguiente.

503-4.02.1.5. Vaciado neumático.- El vaciado neumático del hormigón se permitirá únicamente si ha sido especificado en las disposiciones especiales o autorizado por el Fiscalizador. El equipo deberá funcionar de tal forma que no produzca vibraciones que puedan dañar el hormigón fresco. El equipo por usarse en el vaciado neumático será de clase y capacidad adecuadas para el tipo de trabajo.

La distancia, desde el punto de descarga hasta el depósito, no será mayor de 10 m. La línea de descarga será horizontal o hacia arriba de la máquina.

503-4.02.1.6.Bombeo.- El vaciado del hormigón por bombeo se permitirá únicamente si así se especifica en las disposiciones especiales o si es autorizado por el Fiscalizador. El equipo deberá funcionar de modo que no produzca vibraciones que puedan dañar el hormigón fresco. El equipo, para conducir el hormigón por bombeo, deberá ser de clase y capacidad adecuadas para el tipo de trabajo. No se usarán tubos de aluminio para conducir el hormigón.

La bomba deberá operarse correctamente produciendo un flujo continuo de hormigón sin cavidades de aire. Cuando el bombeo se haya completado, el hormigón remanente en la tubería, si va a usarse, deberá ser expulsado, sin que el hormigón se mezcle con elementos extraños o exista segregación de sus materiales. El hormigón depositado por bombeo será trabajado como se indica en el numeral 503-4.02.1.

503-4.02.2.Juntas de construcción.- Debido a una emergencia, puede ser necesario detener la colocación del hormigón sin haberse terminado una sección de trabajo programada; en este caso, se realizará una junta de construcción. Una vez interrumpido el vaciado del hormigón, se quitarán todas las acumulaciones de mortero salpicadas sobre las armaduras y superficies de los encofrados, poniendo especial cuidado en que el material removido no se deposite sobre el hormigón sin fraguar y ni lo afecte en lo mínimo la adherencia hormigón-hierro.

Se cuidará que las juntas de construcción queden normales a la dirección de los máximos esfuerzos de compresión y donde sus efectos sean menos perjudiciales. Si son muy tendidas, se vigilará especialmente la segregación de la masa durante el vibrado de las zonas próximas, y si resulta necesario, se encofrarán. La colocación del hormigón no podrá detenerse hasta no tener una cara tope de por lo menos 50 centímetros. Al reanudar el hormigonado, se limpiará la junta de todo elemento extraño, lechada, árido suelto y, si hubiera sido encofrada, se picará convenientemente. A continuación, y con la suficiente anterioridad al hormigonado, se cepillará y humedecerá la superficie del hormigón endurecido saturándolo, sin encharcarlo; luego de lo cual, se reanudará el hormigonado, cuidando especialmente de la compactación en las proximidades de la junta.

Se cuidará que las juntas de construcción queden normales a la dirección de los máximos esfuerzos de compresión y donde sus efectos sean menos perjudiciales. Si son muy tendidas, se vigilará especialmente la segregación de la masa durante el vibrado de las zonas próximas, y si resulta necesario, se encofrarán. La colocación del hormigón no podrá detenerse hasta no tener una cara tope de por lo menos 50 centímetros. Al reanudar el hormigonado, se limpiará la junta de todo elemento extraño, lechada, árido suelto y, si hubiera sido encofrada, se picará convenientemente. A continuación, y con la suficiente anterioridad al hormigonado, se cepillará y humedecerá la superficie del hormigón endurecido

saturándolo, sin encharcarlo; luego de lo cual, se reanudará el hormigonado, cuidando especialmente de la compactación en las proximidades de la junta.

503-4.03. Curado del hormigón.- El curado del hormigón se hará de acuerdo a lo estipulado en la Sección 801 de estas especificaciones.

503-4.04. Remoción de encofrados y obra falsa.- Para determinar el momento de la remoción de la obra falsa y encofrados, se tomará en cuenta la localización y características de la estructura, los materiales usados en la mezcla, el clima y otras condiciones que influyen en el fraguado del hormigón. En ningún caso deberán retirarse la obra falsa y encofrados, hasta que el hormigón de la estructura en construcción pueda soportar todas las cargas previstas. Esta determinación se hará en base de la resistencia a la compresión o a la flexión que, a su vez, será comprobada mediante el ensayo de cilindros o viguetas curados bajo las mismas condiciones que las reinantes para la estructura.

La obra falsa que se utilice para soportar la superestructura de un puente de un solo tramo, no se retirará antes de 14 días después del último vaciado del hormigón en el tablero. A menos que lo permita el Fiscalizador, la obra falsa que se emplee en cualquier vano de un puente de tramos continuos o de marco rígido, no se retirará antes de 14 días después del último vaciado de hormigón en el tramo en cuestión, y en la mitad adyacente de los dos tramos contiguos.

La obra falsa que soporte losas voladizas y losas de tablero entre vigas, no se retirará antes de 10 días después del vaciado del hormigón en el tablero.

La obra falsa para cabezales que soporten vigas de acero o de hormigón prefabricado, no se retira antes de 10 días después del vaciado del hormigón en el cabezal. No se colocarán las vigas sobre dichos cabezales, hasta que el hormigón del cabezal haya alcanzado una resistencia a la compresión igual al doble del esfuerzo unitario del diseño indicado en los planos.

La obra falsa de estructuras postensadas colocadas en obra, no se retirará antes de que el acero de preesfuerzo se haya tensado.

Los soportes deberán removerse de modo que permitan que el hormigón soporte uniforme y gradualmente los esfuerzos debidos a su peso propio. La obra falsa en puentes en arco se removerá gradual y uniformemente, comenzando en el centro y procediendo hacia los arranques, para permitir que el arco reciba la carga lenta y uniformemente. La obra falsa de tramos de arcos adyacentes serán retirados simultáneamente.

En arcos de enjunta se dejarán porciones de la enjunta a construirse posteriormente a la eliminación de los puntales centrales, si esto fuere necesario para evitar estrechamientos de las juntas de expansión. No se construirán los barandales hasta que el arco sea autoportante.

La obra falsa para alcantarillas de cajón y otras estructuras con luces menos de 5 metros, no se retirará sino hasta que el hormigón de vaciado tenga una resistencia a la compresión de al menos 110 kg/cm^2 . y siempre que no se interrumpa el curado del hormigón. La remoción de la obra falsa para alcantarillas de cajón mayores, se lo hará de acuerdo a los requerimientos para el retiro de obra falsa para puentes.

La obra falsa para alcantarillas en arco no se retirará antes de 48 horas después del vaciado del hormigón soportado por aquella.

Todos los materiales de la obra falsa serán retirados completamente, y el sitio quedará en condiciones aprobadas por el Fiscalizador. Cualquier pilotaje para obras falsas de retirará hasta un mínimo de 0.60 metros bajo la superficie del terreno natural o del lecho del río o quebrada.

503-4.05. Tolerancias.- Las estructuras, una vez removida la obra falsa, deberán representar las líneas y cotas señaladas. Los elementos estructurales tendrán las dimensiones, forma y alineamiento indicados en los planos.

Las tolerancias admitidas en los elementos estructurales de hormigón armado serán el doble de las admitidas para hormigón precomprimido en el numeral 502-5.02. Cualquier deflexión u ondulación en una superficie, que exceda los 5 milímetros entre montantes, viguetas o largueros adyacentes, será considerada como causa para el rechazo de aquella parte de la estructura.

Las losas de puentes serán comprobadas con una regla de 3.0 metros de largo, y la distancia entre la superficie de la losa y la regla no deberá exceder de 5 milímetros en ningún punto.

Cualquier zona elevada que exceda esta tolerancia será corregida mediante el uso de una esmerilada aprobada.

503-4.06. Acabados.

503-4.06.1.Acabado de losas de puentes.- El acabado del hormigón en los tableros de puentes consistirá en el apisonado y enrasado de la superficie de hormigón, hasta que tenga una textura uniforme y rugosa, conformándose a la sección transversal, pendiente y alineamiento señalados en los planos. El Contratista deberá usar el equipo mecánico para el acabado, con la utilización de equipo manual para trabajos complementarios. El vaciado del hormigón en los tableros de puentes, no se permitirá hasta que el Fiscalizador compruebe que se dispone de los materiales necesarios para cubrir la sección propuesta, dentro del plazo establecido, y que el personal que opera las máquinas de acabado y curado se encuentren en la obra y en condiciones satisfactorias.

Se comprobará igualmente que las máquinas de acabado puedan desplazarse sobre toda la superficie por hormigonarse y que los alisadores puedan cubrir

hasta los extremos de los encofrados.

A menos que el Contratista proporcione una iluminación adecuada, el vaciado del hormigón deberá programarse para que las operaciones de acabado puedan ser terminadas durante las horas de luz diurna.

El hormigón para losas de puentes se colocará en un frente, aproximadamente, paralelo al eje del puente, a menos que otro procedimiento sea permitido por el Fiscalizador. La cantidad de hormigón que se coloque estará limitada a aquella que pueda ser alisada y acabada, antes de iniciarse el fraguado, con la condición de que el hormigón para losas de puentes no será colocado más allá de 3 metros por delante del apisonador.

El equipo de apisonado y acabado se soportará y operará sobre vigas o rieles, que serán firmemente asegurados en los sitios en los cuales se colocará el hormigón. Si el envasamiento se efectuara con el frente perpendicular al eje del puente, los rieles serán nivelados para compensar la deformación por la deflexión que pueda ocurrir en las vigas o el encofrado.

Los alisadores longitudinales, ya sean éstos operados a mano o a máquina, se usarán de manera que su eje longitudinal sea paralelo a la línea central del puente, con movimientos longitudinales y transversales, alisando las áreas superiores y removiendo el exceso de hormigón a las áreas bajas.

Cada pasada sucesiva del alisador deberá traslaparse con la anterior, en la mitad de su longitud, continuándose el proceso hasta obtener una superficie uniforme.

Como operación final de acabado, se dará a la superficie una textura estriada, por medio de una escoba de fibra rígida o una tira de arpillera.

503.a.9 Como evitar las fisuras en las superficies de hormigón

Las losas delgadas de gran longitud, como las utilizadas en la pavimentación y canalización, son especialmente susceptibles a la fisuración al verse sometidas a condiciones ambientales desfavorables.

El terreno de sustentación de estos elementos estructurales debe ser firme, estar perfectamente nivelado, ser capaz de soportar las cargas previsibles y tener el grado de humedad adecuado en el momento de la colocación del hormigón.

El hormigón a utilizar debe estar dosificado con los contenidos mínimos de cemento y agua necesarios en función de las características de la obra.

Las operaciones de acabado de la superficie del elemento del hormigón deben reducirse al mínimo y es aconsejable que una vez finalizadas estas operaciones de acabado, la superficie sea protegida hasta que comience el proceso de

curado.

Fisura durante la fase constructiva Los tipos de fisuras que aparecen en los pavimentos durante la fase de construcción pueden dividirse en:

- Fisuras de retracción.
- Fisuras de retracción superficial.
- Fisuras por deformación.

Las *Fisuras por retracción* vienen originadas por la desecación de la zona superior de la losa y pueden alcanzar profundidades superiores a los 25 mm. Estas fisuras son por lo general de trazado corto y se desarrolla más o menos paralelamente al eje central, aunque no necesariamente.

La causa principal, origen de esta fisuración, es la excesiva y rápida pérdida de humedad que se puede deber a alguna o algunas de las siguientes razones:

- Terreno de sustentación seco.
- Utilización de áridos secos.
- La evaporación producida por el calor o los vientos secos.

Otras causas pueden ser la presencia de un exceso de finos en el hormigón, un exceso de agua en la mezcla o un retraso en el comienzo del proceso de curado.

Este tipo de fisuración se puede prevenir eliminando las causas que son su origen, esto es:

- Estudiando la dosificación del hormigón, reduciendo el contenido de finos y de agua.
- Humedeciendo el terreno de sustentación y los áridos utilizados en la fabricación del hormigón.
- Comenzando tan pronto como sea posible el proceso de curado

Las *fisuras por retracción superficial* muy finas y superficiales se conectan entre sí, describiendo fisuras semejantes a la piel del cocodrilo. Su origen es la retracción de la pasta de cemento que ha sido transportada a la superficie por un exceso de vibrado.

También aparecen estas fisuras cuando se rocía agua sobre la superficie para facilitar las operaciones de acabado, o cuando el árido utilizado en la fabricación del hormigón porta un exceso de polvo que provoca la exudación.

El calor y la sequedad del viento son también factores causantes de este tipo de fisuras.

Las *fisuras por deformación* que se desarrollan a través de la losa son debidas a las perturbaciones que sufre el hormigón antes de su endurecimiento. Dichas

perturbaciones pueden tener su origen en alguna o algunas de las razones siguientes:

- Deformación del terreno de sustentación

- Movimiento de los encofrados

- Desplazamiento de las barras de las armaduras

- Los áridos muy absorbentes pueden dar lugar a veces a una fisuración de este tipo.

Generalmente los hormigones serán tanto más fisurables cuanto más fluidos sean.

A veces ciertos suelos sufren deformaciones al absorber humedad y en consecuencia las losas que reposan sobre estos suelos están expuestas a la fisuración por deformación del terreno, al absorber éste el agua del hormigón.

503.a.10 Como reparar los defectos superficiales en el hormigón

Las fisuras que aparecen en el hormigón son los síntomas que permiten intuir la existencia de condiciones que le afecten adversamente. Por ello la reparación de las fisuras puede o no ser eficaz si dichas condiciones adversas no son primeramente eliminadas.

Antes de comenzar a reparar cualquier fisura, ésta debe quedar perfectamente limpia.

Si la fisura es fina puede ser suficiente un chorro de aire a presión. Fisuras más desarrolladas necesitan de una limpieza más cuidadosa, quitando todo el hormigón afectado por la fisuración y todo el material extraño que se puede haber introducido.

Tanto cuando se utiliza mortero como cuando se utiliza resinas epoxy para la reparación de fisuras, el hormigón debe estar perfectamente seco, extremándose las precauciones al utilizar resinas epoxy.

En aquellos casos en que la reparación tenga una finalidad fundamental estética, la elección de los materiales y métodos a utilizar debe ser muy cuidada, pues en caso contrario la reparación resaltará en el conjunto.

Reparación con materiales asfálticos Cuando se prevee que el elemento vaya a estar sometido a deformaciones con cierta continuidad, las fisuras deben rellenarse con productos plásticos. Estos materiales mantienen su plasticidad y permiten pequeños movimientos del hormigón sin romperse. Son especialmente aconsejables esos productos cuando se trata de evitar la filtración de agua a través de la fisura.

La aplicación de estos productos puede realizarse en caliente o en frío. Los que

aplican en caliente son una mezcla de asfalto, caucho o un filler o materiales semejantes, generalmente de color negro. Hay también filler asfáltico para su aplicación en frío aunque son preferibles los de aplicación en caliente.

Recientemente se han utilizado con ventajas las resinas de epoxy, que presentan unas ventajas de ligazón superiores siempre que las superficies de la fisura se hayan preparado adecuadamente.

Reparaciones con mortero Las fisuras de gran desarrollo pueden rellenarse con mortero.

El mortero utilizado estará formado por una parte de cemento Portland y dos partes y media de arena que pasa por el tamiz de 1.18 mm. El mortero tendrá una consistencia tal que una bola moldeada con la mano sea capaz de mantener su forma.

Es recomendable utilizar cemento blanco, con objeto que la reparación resalte lo menos posible.

El mortero se vierte en la fisura y se compacta por picado, alisando la superficie con una paleta de madera.

La reparación se finaliza curando el mortero bien con agua, bien con un compuesto de curado.

La ligazón entre el mortero y el hormigón se mejora utilizando productos tales como resinas epoxy y látex. Las resinas epoxy se aplican a las superficies del hormigón y el látex se puede añadir al mortero.

Reparaciones con resinas epoxy Las pequeñas fisuras se pueden rellenar con resinas epoxy mediante inyección.

Para ello se hacen perforaciones de unos 25 mm. de profundidad a lo largo de la fisura y a unos 60 cm. de distancia de su trazado. En estas perforaciones se colocan los dispositivos de inyección.

Una vez realizadas estas operaciones, se sella la superficie del hormigón fisurada con resina epoxy procurando dejar pequeñas perforaciones cada 15 cm. a lo largo de la fisura.

Cuando la resina superficial haya pasado el período de curado, se rellena la fisura con resina epoxy, utilizando para ello dispositivos de inyección.

Las fisuras de mayor desarrollo se pueden rellenar con un mortero epoxy que consiste en una mezcla de resina y arena normalizada en proporción de uno a tres. Una vez limpia la fisura, se vierte el mortero, asegurando el relleno completo de la fisura mediante la colocación del mortero con elementos

adecuados como espátulas.

503.a.11 Como evitar los huecos en la superficie del hormigón

Con frecuencia suelen aparecer en las superficies de hormigón que han estado en contacto los encofrados, pequeños huecos de diámetros aproximados de 15 mm. En algunas ocasiones estos huecos están cubiertos por una delgada capa de pasta seca que se desprende con la presión de los dedos, dejando a la vista el hueco previamente invisible.

Estos huecos pueden ser el resultado de bolsas de aire o de pequeñas concentraciones de agua. Son casi imposibles de evitar en superficies verticales y aparecen con seguridad en superficies inclinadas.

Se ha discutido la influencia del aire ocluido en la aparición de estos defectos superficiales; basta decir sin embargo que estos defectos se han presentado tanto antes de utilizar aire ocluido como ahora.

Estos huecos por lo general no son perjudiciales para el hormigón a no ser que el hormigón este expuesto a condiciones ambientales adversas. En estas condiciones los huecos actuando como pequeños receptáculos, pueden almacenar agua que al helarse, disgreguen el hormigón.

Recomendaciones Deben evitarse las mezclas viscosas con un exceso de arena.

La composición del árido debe presentar una buena Granulometría, evitando un exceso de finos en la arena.

El hormigón debe tener una consistencia ni demasiado fluida ni demasiado seca, con un asiento de 50 a 75 mm. en aquellos casos en que las características de la obra y los medios de la puesta en obra lo permitan.

La observancia de las siguientes reglas ayudará a minimizar la formación de huecos:

La colocación del hormigón no se debe realizar con excesiva rapidez, se deberá colocar el hormigón en capas de un espesor máximo de 30 cm. y vibrar cada capa.

En el caso de superficies inclinadas, la vibración debe ser la necesaria para conseguir la debida compactación.

En el caso de superficies verticales, efectuando un vibrado un poco más enérgico que el que normalmente se realiza.

Utilizando vibradores de superficies, acoplados a los encofrados.

Vibración con barra la zona del hormigón próximo a la superficie del encofrado simultáneamente a la compactación por vibración de la masa de hormigón.

Utilizando encofrados provistos de finísimas ranuras que permitan la salida de agua y aire pero no de mortero.

Utilizando en aquellos casos en que la ausencia de huecos sea una exigencia primordial y los costos lo permitan, encofrados provistos de forros absorbentes.

Reparación En ocasiones se hace necesario reparar las superficies de hormigón, rellenando los huecos.

Un primer método consiste en extender sobre la superficie de hormigón, previamente humedecido, un mortero de consistencia seca, constituido por una parte de cemento y dos de arena que pase por el tamiz de 1.18 mm. Acabado el extendido se limpia la superficie del hormigón con una llana, comprobando que los huecos hayan quedado rellenados y a nivel de la superficie. Posteriormente se realizará el proceso de curado, bien con agua, bien con productos de curado. Es recomendable utilizar cemento blanco.

Un segundo método consiste en el extendido de un mortero de menor consistencia, sometiendo posteriormente la superficie del hormigón a un cepillado con carborundo.

Un espesor recomendado para la capa de mortero es de 0.75 milímetros.

503-4.06.2.Acabado de superficies que no sean losas.- A las superficies del hormigón colocado en columnas, muros y otras estructuras que no sean losas de puentes, se aplicará un acabado de acuerdo a los siguientes detalles:

a) Clase 1 (Acabado corriente).

Este acabado consistirá en rellenar huecos, remover áreas sobresalientes o manchadas y reparar cualquier zona de panales u otros desperfectos que haya en la superficie. Esta clase de acabado se aplicará a superficies que no sean visibles desde la vía.

b) Clase 2 (Acabado a ladrillo frotador).

Al remover los moldes o encofrados, las superficies serán humedecidas completamente con agua y se aplicará el acabado Clase 1. Cuando el mortero haya fraguado, la superficie será frotada con una piedra de carborundo grueso y se usará una pequeña cantidad de mortero hasta que desaparezcan las irregularidades. Se aplicará otra frotada con piedra de carborundo fino y agua. Cuando esté seca la superficie, se la limpiará con arpillera, dejándola libre de polvo. Esta clase de acabado se aplicará a todas las superficies que sean visibles desde la vía, con excepción de losas de puentes y pavimentos, los cuales serán acabados de acuerdo al numeral 503-4.06.1 y Capítulo 300 respectivamente.

El mortero deberá estar compuesto por cemento y arena fina mezclados en las proporciones especificadas para hormigones usados en acabados.

503-5. Juntas de dilatación y apoyos.

503-5.01. Juntas de dilatación y contracción.- Las juntas de expansión y contracción se realizarán de acuerdo con los planos o conforme indique el Fiscalizador.

Juntas abiertas se construirán en los lugares señalados en los planos, mediante el uso de tiras de madera, chapas metálicas u otro material removible, aprobado por el Fiscalizador. El retiro de las plantillas de madera se realizará sin dañar las aristas del hormigón. El refuerzo no se extenderá a través de las juntas abiertas, a menos que así lo indiquen los planos.

Las juntas de expansión rellenadas se construirán en forma similar a las juntas abiertas. Cuando se especifique el empleo de juntas de expansión premoldeadas, el espesor del material de relleno por instalarse será el fijado en los planos. El material por usarse estará de acuerdo con la Sección 806 de estas especificaciones.

Deberá colocarse cubrejuntas de metal, caucho o plástico, como indiquen los planos.

Los rellenadores preformados contarán con los agujeros para recibir las espigas donde señalen los planos. El rellenador para cada junta deberá ser suministrado en una sola pieza para la profundidad y ancho completos requeridos.

Cuando se autorice la utilización de más de una pieza en la junta, las uniones serán aseguradas firmemente manteniendo su forma, por medio de grapas u otra forma eficaz de sujeción que sea aprobada por el Fiscalizador.

Si durante la construcción se produce una abertura mayor de 0.3 centímetros en una junta que será sometida a tránsito, dicha abertura deberá rellenarse totalmente con asfalto caliente u otro material de relleno aprobado, según lo indique el Fiscalizador.

Las aberturas en las juntas de expansión serán las diseñadas en los planos a temperatura normal y se tendrá especial cuidado en no disminuir el espacio. Se colocarán dispositivos para la impermeabilización de las juntas, cuando así se estipule en los planos u ordene el Fiscalizador. Los ángulos, chapas u otras formas estructurales empleados en juntas serán elaborados con precisión para darles la forma exacta, de acuerdo con la sección de la losa de hormigón. La fabricación y pintura se realizarán de acuerdo a los requisitos pertinentes de estas especificaciones. Cuando los planos o las especificaciones especiales así lo indiquen, estas piezas serán galvanizadas en lugar de pintadas. Se tendrá especial cuidado de que la superficie quede nivelada y recta y se emplearán

métodos adecuados para colocar las juntas y conservarlas en su posición correcta durante el vaciado del hormigón.

503-5.02. Cubrejuntas.- Los materiales usados en cubrejuntas estarán de acuerdo a lo indicado en la Sección 806 de estas especificaciones. Las planchas de cobre u otro material aprobado por el Fiscalizador para cubrejuntas serán del ancho y forma indicados en los planos y ordenados por el Fiscalizador. La plancha de cobre en cada junta deberá ser de una sola pieza continua y, cuando se autorice más de una pieza, las uniones deberán conectarse mediante soldadura, de manera que se forme una unidad completamente hermética contra el paso del agua. Cuando se especifique el uso de cubrejuntas de caucho, éstas se moldearán en una sola pieza; el material usado será denso y homogéneo en toda su sección transversal.

Las tiras y piezas de conexión deberán ser curadas de manera que cualquier sección resulte densa, homogénea y exenta de porosidades.

Las uniones o empalmes efectuados en la obra serán vulcanizados o mecánicos, utilizando piezas de acero inoxidable o el mismo tipo de caucho de la cubrejunta. Durante el período de vulcanización, los empalmes serán sujetos con grapas adecuadas; el material en los empalmes será denso y homogéneo a través de toda su sección. Todos los empalmes deberán tener una resistencia a la tensión no menor del 50% de la resistencia correspondiente al material no empalmado.

Otro tipo de juntas deberán especificarse claramente en los planos y serán aprobadas por el Fiscalizador.

503-5.03. Apoyos.- Las placas y ensamblajes de apoyo, articulaciones y otros dispositivos de expansión se construirán de acuerdo a los detalles indicados en los planos. Los pernos de anclaje en pilares, estribos o pedestales se ajustarán con cuidado en el hormigón durante su vaciado o se colocarán en orificios formados durante el hormigonado o realizados después del fraguado.

Los orificios podrán formarse mediante la utilización de tacos de madera, tubos metálicos u otros dispositivos aprobados por el Fiscalizador.

503-6. Hormigón Ciclópeo.

503-6.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en la mezcla de hormigón de cemento Portland y piedra colocada en forma adecuada, de acuerdo a las presentes especificaciones, en concordancia con lo indicado en los planos y lo ordenado por el Fiscalizador.

503-6.02. Materiales.- El hormigón ciclópeo estará constituido por hormigón de cemento Portland, clase B y por un 40 por ciento de piedra,

salvo

500 - Estructuras

que en los planos o disposiciones especiales se señalen otras características. El hormigón de cemento Portland deberá satisfacer las exigencias previstas en la Sección 801.

La piedra para el hormigón ciclópeo deberá satisfacer las exigencias previstas en el subsección 818-3 de estas especificaciones.

503-6.03. Procedimiento de trabajo.- El hormigón ciclópeo se formará por la colocación alternada de capas de hormigón de cemento Portland y piedras, que quedarán rodeadas y embebidas completamente en el hormigón. Las piedras serán saturadas con agua antes de su colocación. El colocado de la piedra deberá realizarse de tal forma de no dañar los encofrados o la capa de hormigón adyacente:

En paredes o pilas de espesores mayores a 60 centímetros se usarán piedras transportables manualmente y quedarán rodeadas por lo menos de 15 centímetros de hormigón, y ninguna piedra estará a menos de 15 centímetros de la superficie interior de los encofrados y a 30 centímetros de la superficie superior.'

En paredes o pilas de espesores mayores a 1.20 metros se utilizarán piedras transportables mecánicamente. Cada piedra quedará rodeada por lo menos de 30 centímetros de hormigón y ninguna estará a menos de 60 centímetros de la superficie superior y a 15 centímetros de la superficie de encofrados.

El hormigón de cemento Portland se dosificará, mezclará y transportará conforme a las exigencias previstas en la subsección 503-3. El hormigón ciclópeo será apisonado con el equipo adecuado o mediante vibrador, según ordene el Fiscalizador.

El acabado, en las superficies de las obras construidas con hormigón ciclópeo, deberán estar de acuerdo con lo estipulado en el numeral 503-4.6. Las superficies terminadas deberán ser lisas y estar en concordancia con lo señalado en los planos o fijado por el Fiscalizador. Los agujeros para drenaje y descarga se ejecutarán de acuerdo con los detalles señalados en los planos o por el Fiscalizador.

503-6.04. Ensayos y Tolerancias.- La calidad del hormigón de cemento Portland se controlará de acuerdo con lo estipulado en el numeral

503-3.3 y Sección 801 de las presentes especificaciones.'

Se determinará la aceptabilidad de las piedras de acuerdo a lo establecido en la subsección 818-3.

503-7. Elementos Prefabricados de Hormigón Armado.

503-7.01. Descripción.- Este trabajo consiste en la fabricación, transporte y puesta en obra de elementos prefabricados de hormigón.

Se consideran como elementos prefabricados de hormigón armado aquellos ejecutados en instalaciones industriales fijas y que, por tanto, no son realizados en obra.

503-7.02. Materiales.- Los materiales a emplearse en la fabricación de elementos prefabricados de hormigón armado satisfarán los requerimientos previstos en el subsección 503-2, además de las exigencias previstas en los planos y disposiciones especiales.

503-7.03. Transporte, almacenamiento y manipuleo.- El transporte, almacenamiento y manipuleo de elementos prefabricados de hormigón armado se lo realizará de igual forma que en el numeral 502-6.03.

503-7.04. Ensayos y Tolerancias.

503-7.04.1.Ensayos.- El Fiscalizador podrá realizar inspecciones de los procesos de fabricación y ordenar la toma de muestras de materiales para su ensayo, de acuerdo a lo indicado en el numeral 503-3.3, siempre que lo considere necesario.

503-7.04.2.Tolerancias.- Los elementos prefabricados de hormigón armado satisfarán los requerimientos previstos en el numeral 503-4.05 y lo concerniente del numeral 502-6.04.2.

503-8. Medición y pago.

503-8.01. Medición.- Las cantidades a pagarse por estos trabajos serán los metros cúbicos de hormigón simple o ciclópeo satisfactoriamente incorporados a la obra.

Cualquier deducción por objetos embebidos en el hormigón o volúmenes de agujeros de drenaje, será efectuado de acuerdo a lo indicado por el Fiscalizador.

Las cantidades de acero de refuerzo serán medidas para el pago, de acuerdo con el numeral 504-5.01.

Los ensamblajes, placas y otros dispositivos metálicos para apoyos y juntas serán medidos de acuerdo a lo estipulado en el numeral 505-6.01 de estas especificaciones.

No se harán mediciones ni pagos por concepto de encofrados, obra falsa o andamio, arrastre de aire en el hormigón, formación de agujeros de drenaje, ni acabado de superficies.

503-8.02. Pago.- Las cantidades determinadas en la forma indicada en la subsección anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros más adelante designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro de materiales, mezclado, transporte, colocación, acabado y curado del hormigón simple o ciclópeo para estructuras, alcantarillas, construcción de juntas, u otros dispositivos en el hormigón para instalaciones de servicio público, construcción y retiro de encofrados y obra falsa, así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta subsección.

Nº del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
503 (1) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase A (*).	Metro cúbico (m ³)
503 (2) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase B (*).	Metro cúbico (m ³)
503 (3) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase C (*).	Metro cúbico (m ³)
503 (4) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase D (*).	Metro cúbico (m ³)
503 (5) Hormigón Ciclópeo.	Metro cúbico (m ³)

(*) (Indicar resistencia del hormigón en Kg/cm²)

SECCION 504. ACERO DE REFUERZO

504-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo para hormigón de la clase, tipo y dimensiones señalados en los documentos contractuales.

A menos que en las disposiciones se disponga lo contrario, no se incluirá el acero de refuerzo de los elementos de hormigón precomprimido, el que se pagará como parte del elemento estructural precomprimido, de acuerdo a lo indicado en el Sección 502.

504-2. Materiales.- Las barras corrugadas de acero de refuerzo, las mallas de alambre de acero de refuerzo y el alambre y barras lisas de acero, satisfarán las exigencias previstas en la Sección 807.

Las superficies estructurales que se empleen como armaduras en el hormigón, satisfarán los requisitos previstos en la Sección 505.

Existen cuatro clases de acero de refuerzo: barras corrugadas, mallas de alambre, alambre y barras lisas de acero, las cuales deberán satisfacer los requisitos establecidos en las normas INEN 101, INEN 102, INEN 103, INEN 104 y en la Sección 807 de estas especificaciones.

504.a Acero de refuerzo

Este ítem norma el suministro y colocación del acero corrugado y liso, en lo referente a secciones y detalles están deberán constar en los planos. El refuerzo debe cumplir los requisitos técnicos del INEN y en el caso de no existir recurrir a los indicados en las Especificaciones Técnicas Complementarias 807.a. “Acero de refuerzo”.

504-3. Procedimiento de trabajo.

504-3.01. Almacenamiento y conservación.- Antes de pedir el material, las planillas de armaduras serán sometidas por el Contratista a la aprobación del Fiscalizador y no se hará ningún pedido de materiales hasta que dichas planillas estén aprobadas.

La aprobación de las planillas de armaduras por parte del Fiscalizador, no relevará, en forma alguna, al Contratista de su responsabilidad respecto de la exactitud de tales planillas y del suministro de acero de refuerzo que deberá cumplir con todos los requerimientos del contrato. Cualquier gasto, en conexión con modificaciones del material suministrado, de acuerdo a las planillas, para cumplir con los planos serán de cuenta del Contratista.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en plataformas u otros soportes

adecuados, de tal forma que no esté en contacto con la superficie del terreno. Deberá protegérselo, hasta donde sea posible, para evitar daños mecánicos y deterioro por oxidación.

504.d Epóxico de recubrimiento para el acero

Para el acero de refuerzo, en casos especiales que se requiera recubrirlos con epóxicos, se seguirán las siguientes recomendaciones:

Aplicar antes de oxidarse, o.

Después de limpiar el óxido.

Espesores de recubrimiento 178 a 305 micrómetros.

Llama de corte no debe ser permitida en aceros con recubrimiento epóxico.

504-3.02. Preparación, doblado y colocación del refuerzo.- Las barras y el alambre de acero serán protegidos en todo tiempo de daños y, cuando se los coloque en la obra, estarán libres de suciedad, escamas sueltas, herrumbrado, pintura, aceite u otra sustancia inaceptable.

504-3.02.1.Doblado.- Las barras se doblarán en la forma indicada en los planos. Todas las barras se doblarán en frío, a menos que permita el Fiscalizador otra cosa. Ninguna barra parcialmente empotrada en el hormigón será doblada, a menos que así lo indiquen los planos o lo permita expresamente el Fiscalizador. Los radios para el doblado deberán estar indicados en los planos. Cuando no lo estén, el doblado se lo hará como se especifica en la Tabla 504-3.1.

Tabla 504-3.1.

DIAMETRO (mm.)	RADIO MINIMO
8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 y 25	3 diámetros
28 y 32	4 diámetros
Mayores que 32	5 diámetros.

504-3.02.2.Colocación y amarre.- Las barras de acero se colocarán en las posiciones indicadas en los planos, se las amarrará con alambre u otros dispositivos metálicos en todos sus cruces y deberán quedar sujetas firmemente durante el vaciado del hormigón. El espaciamiento de la armadura de refuerzo con los encofrados se lo hará utilizando bloques de mortero, espaciadores metálicos o sistemas de suspensión aprobados por el Fiscalizador. No se

permitirá el uso de aparatos de plástico, madera o aluminio.

El recubrimiento mínimo de las barras se indicará en los planos. La colocación de la armadura será aprobada por el Fiscalizador antes de colocar el hormigón.

504.c Espaciamiento y protección del refuerzo

Se normaran por el reglamento de Diseño del A.C.I. 318. en su sección 7.6.- Espaciamiento límites para refuerzos, Y 7.7 protección del hormigón para el acero de refuerzo. Las barras en su ubicación no deberían variar mas de 1/12 del espaciamiento entre cada una de ellas.

Por ningún motivo el recubrimiento mínimo a la superficie del refuerzo será menor a 25 mm. y se guiarán por las indicaciones de los planos.

504-3.02.3.Empalmes.- Las barras serán empalmadas como se indica en los planos o de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador. Los empalmes deberán hacerse con traslapes escalonados de las barras. El traslape mínimo para barras de 25 mm. será de 45 diámetros y para otras barras no menor de 30 diámetros. Empalmes mediante soldadura a tope o dispositivos de acoplamiento mecánico serán permitidos únicamente si lo especifican los planos o cuando lo autorice el Fiscalizador por escrito. Estos empalmes deberán desarrollar al menos el 90 por ciento de la máxima resistencia a la tracción de la barra. Cualquier desviación en el alineamiento de las barras a través de un empalme a tope soldado o mecánico, no deberá exceder de 6 milímetros por metro de longitud.

La sustitución de barras será permitida únicamente con autorización del Fiscalizador; las barras reemplazantes tendrán un área equivalente o mayor que la del diseño.

504.b Acoples mecánicos

Cuando se indiquen en los planos, acoples mecánicos pueden ser utilizados para unir aceros de refuerzo, de acuerdo a especificaciones establecidas por el Departamento de Especificaciones de Materiales D-9-4510, en caso de no existir especificaciones, estos acoples mecánicos serán aprobados por la Fiscalización, sin embargo no deberán usarse acoples de caña o manguito para refuerzos cubiertos o protegidos por epóxicos.

Las resistencias de los acoples mecánicos deberán ser igual o superior al 125 % de la resistencia del refuerzo base

504-4. Ensayos y Tolerancias- El Contratista entregará al Fiscalizador certificados de cumplimiento para todo el acero de refuerzo utilizado en la obra.

Cuando el Fiscalizador lo pidiere también entregará copias de los informes de la fábrica en donde constan los análisis de las características físicas y químicas del

acero. El Fiscalizador siempre tendrá el derecho de tomar muestras de acero entregado a la obra y ensayarlas para comprobar la calidad certificada.

Los ensayos por realizarse y las tolerancias de fabricación estarán de acuerdo con lo indicado en la Sección 807.

504-5. Medición y Pago.

504-5.01. Medición.- Las cantidades a pagarse por suministro y colocación del acero de refuerzo, de acuerdo a lo descrito en esta sección, serán los kilogramos de barras de acero y los metros cuadrados de malla de alambre aceptablemente colocados en la obra. El alambre de refuerzo que se use como armadura de refuerzo, será medido a razón de 0.008 kg. por centímetro cúbico.

Los pesos de las barras de acero de refuerzo, se determinarán según lo indicado en las normas INEN respectivas. Los pesos que se miden para el pago incluirán los traslapes indicados en los planos o aprobados por el Fiscalizador.

La medición de la malla de alambre, colocada como refuerzo del hormigón, comprenderá el área cubierta, sin compensación por traslapes. No se medirán para el pago el alambre u otro material utilizado para amarrar o espaciar el acero de refuerzo.

Si se empalman barras por soldadura a tope, se considerará para el pago como un peso igual al de un empalme traslapado de longitud mínima.

El peso de la armadura de refuerzo de barandas no se medirá para el pago, cuando las barandas se paguen en base al metro lineal. El peso de armaduras de refuerzo en pilotes y vigas prefabricadas y en otros rubros en los que la armadura se incluye en el precio contractual del rubro, no se medirán para el pago.

Si hay sustitución de barras a solicitud del Contratista, y como resultado de ella aumenta la cantidad del acero, sólo se pagará la cantidad especificada.

504-5.02. Pago.- Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios del contrato para los rubros más adelante designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro y colocación del acero de refuerzo, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

N° del Rubro de Pago y Designación

Unidad de Medición

504 (1) Acero de refuerzo en barras (*).....Kilogramo (Kg.)

504 (2) Acero de refuerzo de malla de alambre (**)......Metro cuadrado (m²)

(*) (Indicar esfuerzo a la fluencia)

(**) (Indicar tipo de malla)

SECCION 505. ESTRUCTURAS DE ACERO

505-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de estructuras de acero, de acuerdo a los detalles indicados en los planos, en la forma establecida en estas especificaciones y en las disposiciones especiales.

El Contratista suministrará, fabricará y erigirá las estructuras de acero, construirá y retirará todas las construcciones provisionales, y realizará todos los trabajos requeridos para la terminación total de las estructuras de acero.

Los detalles de las conexiones para puentes de carretera que el Contratista elija utilizar en la obra, se conformarán según las normas y especificaciones de la AASHO vigentes para puentes. Para puentes ferroviarios, satisfarán las normas y especificaciones de la ARFA en vigencia y las estipulaciones de las disposiciones especiales. Para puentes peatonales, satisfarán las normas y especificaciones de la AISC en vigencia y las estipulaciones de las disposiciones especiales.

505-2. Materiales.- La clase de acero estructural, remaches, pernos, pernos calibrados, pernos de alta resistencia y todo material concerniente a estructuras de acero, estará de acuerdo con lo indicado en este Capítulo y en la Sección 823 de estas especificaciones.

505-3. Condiciones generales.- El Contratista notificará al Fiscalizador, por lo menos con 10 días de anticipación, el inicio de la construcción de cualquier pieza de acero estructural. Antes de empezar la construcción, entregará al Fiscalizador certificados de cumplimiento que comprueben la calidad de todo el acero estructural por utilizarse, a menos que se especifique de otra manera; suministrará también al Fiscalizador un juego completo de todos los pedidos de materiales estructurales. El Contratista dará su total cooperación al Fiscalizador, suministrando el material y la mano de obra necesarios, para realizar las pruebas de los materiales utilizados en la estructura de acero. Se harán los arreglos necesarios y se darán todas las facilidades del caso para que el Fiscalizador o sus representantes tengan libre acceso a cualquier parte de la fábrica o talleres donde se realicen trabajos relacionados con la fabricación de los elementos de la estructura de acero.

La aprobación en la fábrica de cualquier material o elemento terminado, no impedirá el reclamo posterior, si se les encuentra defectuosos en el sitio de la obra.'

'El Contratista, salvo si en los documentos contractuales o disposiciones especiales se indica otra cosa, está obligado:

- A comprobar en obra las cotas fundamentales de replanteo de la estructura

de acero.

- A la ejecución, en taller, de la estructura.
- Al almacenaje, transporte, manejo y montaje de aquella.
- Al suministro y erección de todos los andamios y elementos de elevación y auxiliares que sean necesarios, tanto para el montaje como para la realización de las inspecciones.
- A la prestación del personal y materiales necesarios para la prueba de carga de la estructura, si esta estuviera especificada en los documentos contractuales o disposiciones especiales.
- A enviar al Contratista de las obras de hormigón, en caso de ser otro distinto, dentro del plazo previsto en el contrato, todos aquellos elementos de la estructura que deban quedar anclados en la obra no metálica.

505-4. Procedimiento de trabajo.

505-4.01. Fabricación y ensamblaje.

505-4.01.1. Mano de obra y fabricación de elementos.

505-4.01.1.1. Mano de obra.- La mano de obra y el acabado estarán conformes a las mejores prácticas generales de las fábricas o talleres modernos de estructuras de acero.

Las partes que estarán expuestas a la vista tendrán un acabado nítido. El cizallamiento, los cortes a soplete y el martilleo o cincelamiento, se ejecutarán en forma precisa y cuidadosa. Todas las esquinas y filos agudos, así como los filos que se produzcan por cortes y asperezas durante el manejo o erección, serán debidamente redondeados con esmeril o métodos adecuados.

505-4.01.1.2. Fabricación.- Las placas de acero serán cortadas y fabricadas de tal manera que la dirección primaria de laminación de las placas sea paralela a la dirección en la cual se produzca el principal esfuerzo en el elemento fabricado, durante el servicio.

505-4.01.2. Enderezada de materiales y corte a soplete- Todo material laminado estará completamente recto antes de ser colocado o trabajado. Si fuera necesario enderezar algún elemento en la obra, se lo hará utilizando métodos que no dañen el metal y que sean aprobados por el Fiscalizador.

El enderezamiento de aceros ASTM A514 o ASTM A517, utilizando calor, se lo hará únicamente con procedimientos controlados rigurosamente y aprobados por el Fiscalizador. En ningún caso la temperatura máxima del acero excederá de 600 grados centígrados.

El acero o hierro forjado podrá ser cortado a soplete, siempre que el metal a cortarse no esté soportando esfuerzo alguno durante esa operación. El corte producirá una superficie lisa y regular, usando una guía mecánica.

505-4.01.3.Uniones.

505-4.01.3.1.Agujeros.- Todos los agujeros para pernos o remaches podrán ser punzonados o perforados al diámetro nominal, o bien punzonados o perforados con diámetro menor que el nominal, y luego escariados o fresados hasta obtener el diámetro correcto.

Como norma general, los agujeros para remaches y pernos se ejecutarán con taladro; queda prohibida su ejecución mediante soplete o arco eléctrico.

Los agujeros terminados para pernos y remaches serán cilíndricos y perpendiculares a la dirección de la junta, y no serán mayores a 1.5 mm. del diámetro nominal del perno. Los agujeros serán recortados en forma limpia y precisa, sin filos rotos ni rasgados; se eliminarán todas las rebabas, filos agudos y otras irregularidades que impidan el ajuste preciso de las partes. Los agujeros mal punzonados o mal perforados no serán corregidos mediante soldadura, a menos que el Fiscalizador lo apruebe.

Se comprobará la coincidencia de todos los agujeros punzonados al diámetro nominal, subpunzonados o subperforados, introduciendo un calibre cilíndrico de diámetro tres milímetros menor que el diámetro nominal del agujero; este deberá pasar suavemente, perpendicular a la cara del miembro, sin necesidad de ensanchar el agujero en por lo menos el 75% de los agujeros continuos en un mismo plano; si algún elemento no pasara esta prueba, será rechazado.

Si por cualquier agujero no pasara un calibre de diámetro 5 milímetros menos que el diámetro nominal del agujero punzonado, será causa suficiente para rechazarlo.

El punzonamiento, perforado y escariado o fresado se conformará a lo siguiente:

- a) Cuando el material sea de un espesor mayor a 20 mm., no se permitirá el punzamiento del acero estructural.
- b) La perforación al diámetro total se hará con las partes ensambladas o con una plantilla de acero; también podrá hacerse con equipo de taladro múltiple, si el Fiscalizador lo aprueba.

Cuando los agujeros sean perforados para luego ser fresados, se los hará de un diámetro 6 mm. menos que el diámetro que tendrá el agujero terminado.

Cuando se utilicen plantillas para perforar, este trabajo se permitirá únicamente después de que las plantillas hayan sido colocadas en forma precisa y firmemente aseguradas con abrazaderas o con pernos. Si los elementos de la estructura se perforan cuando estén ensamblados, las

partes serán aseguradas en conjunto, mientras se efectúa la perforación.

Se permitirá la perforación de varias placas en conjunto, con taladros múltiples, si todas las partes están firmemente unidas con abrazaderas durante la perforación, y si las brocas de perforación permanecen en posición perpendicular al plano de la obra durante esta operación.

- c) El escariado se hará después de que las piezas que forman un elemento compuesto sean ensambladas y firmemente empernadas, de tal manera que las superficies se hallen en íntimo contacto, o después que las plantillas hayan sido aseguradas en su posición sobre dicho elemento. De ser necesario, se separarán las piezas antes de realizar el empernado y se eliminarán las virutas del taladrado. Cuando sea necesario separar los elementos para el embarque o el manejo, las piezas que fueron fresadas en conjunto, llevarán marcas de coincidencia, de manera que sean reensambladas en la misma posición.

Las plantillas utilizadas para el trabajo de fresado tendrán manguitos de acero endurecido, y los agujeros estarán cuidadosamente dimensionados. Las plantillas tendrán líneas de referencia que permitan su colocación precisa sobre el elemento o miembro que va a ser fresado. Las plantillas serán colocadas convenientemente sobre el miembro, y se asegurarán en su posición con abrazaderas o pernos. Las plantillas que se usen para el escariado de miembros que se empatan o para el fresado de las caras opuestas de un miembro, serán duplicados exactos.

Los agujeros en material ensamblado que será fresado, no incluirán agujeros que han sido punzados o perforados al diámetro nominal total, conjuntamente con agujeros que han sido punzados o perforados a un diámetro menor.

505-4.01.3.2.Uniones remachadas.- Los remaches, antes de su calentamiento, tendrán el tamaño indicado en los planos. Las cabezas de los remaches tendrán forma estándar, a no ser que se especifique otra cosa; y serán de tamaño uniforme para el mismo diámetro. Serán macizos, bien contruidos, concéntricos con los agujeros de los remaches, y estarán en total contacto con la superficie del miembro.

Los remaches se proveerán en cantidad suficiente para facilitar el trabajo en la obra y permitir el remachado completo de la estructura. Se los calentará uniformemente hasta adquirir un color rojo cereza claro, y se colocarán mientras

están calientes. Cualquier remache cuya punta resulte más roja que el cuerpo no se colocará. Cuando un remache se encuentre listo para su colocación, estará libre de vestigios de escoria, escamas u otra materia adherida.

Todos los remaches que presenten defectos una vez puestos en obra, serán reemplazados.

La colocación de remaches en taller se lo podrá hacer usando una remachadora de acción directa o martillos neumáticos de tamaño apropiado.

No se colocarán remaches con golpes a mano. Las rebabas que eventualmente puedan quedar alrededor de la cabeza, deberán eliminarse.

505-4.01.3.3.Uniones con pernos.- Las especificaciones de este numeral no incluyen el uso de pernos de alta resistencia, a los cuales se hace referencia en el siguiente numeral.

Las uniones con pernos se usarán únicamente si así se indica en los planos o disposiciones especiales. Los pernos tendrán una sola tuerca autotrabada o dos tuercas, a no ser que se indique otra cosa en los planos o disposiciones especiales.

Se colocará una arandela bajo la tuerca. Si las superficies exteriores de las partes unidas son inclinadas, se empleará arandela de espesor variable, con el ángulo conveniente para que la apertura sea uniforme.

Las tuercas se apretarán a fondo, preferentemente con medios mecánicos. Es recomendable bloquear las tuercas en las estructuras no desmontables, empleando un sistema adecuado.

505-4.01.3.4.Uniones con pernos de alta resistencia.- A menos que se especifique de otra manera, las uniones empernadas se harán utilizando pernos de acero de alta resistencia y uniones que trabajen a base de fricción, que estén de acuerdo a lo exigido en las especificaciones para pernos. AASHTO M164 (ASTM A325) o AASHTO M253 (ASTM A490).

Todos los pernos serán instalados con una arandela endurecida, colocada debajo de la cabeza del perno y de la tuerca. Las superficies de contacto de cabezas de pernos y tuercas estarán limpias y libres de cualquier defecto o sustancia extraña que puede impedir el agarre adecuado.

Las superficies de las piezas por unir deberán acoplarse perfectamente entre sí, después de realizada la unión. Estas superficies estarán suficientemente limpias y sin pintar. La grasa se eliminará con disolventes adecuados.

Los pernos se ajustarán, por cualquier método aprobado a la tensión requerida. Los pernos de una unión se apretarán al ochenta por ciento del momento torsor

final, empezando por los situados en el centro. Se terminarán de apretar en una segunda vuelta.

El valor del momento torsor, para desarrollar la tensión de los pernos, será comprobado por el Contratista en los lugares escogidos por el Fiscalizador, y en su presencia, de tal manera que se pueda leer en la escala de la llave de torsión durante la operación. Las llaves de torsión serán calibradas cuando el

Fiscalizador lo estime conveniente.

Las tuercas se colocarán, siempre que sea posible, en el lado del elemento que no sea visible desde la calzada. Las tuercas para pernos parcialmente empotrados en el hormigón, se colocarán en el lado del elemento que vaya a empotrarse en el hormigón.

505-4.01.3.5.Uniones soldadas.- Toda la soldadura estará de acuerdo a lo estipulado en la última edición de la publicación AWS D 2.0, "Standard Specifications for Welded Highway and Railway Bridges", de la "American Welding Society", además de las estipulaciones de las presentes especificaciones y de las disposiciones especiales.

La soldadura se hará de acuerdo a las mejores prácticas modernas, con personal de soldadores calificados y aceptados por el Fiscalizador. El Contratista será responsable de la calidad de la soldadura realizada, tanto en fábrica como en obra. Cualquier soldadura que en la opinión del Fiscalizador no sea satisfactoria será rechazada, pero en ningún caso esto implicará que el Contratista sea relevado de su responsabilidad por la calidad de las soldaduras efectuadas.

Las superficies a soldar serán lisas, uniformes, carentes de rebabas, desprendimientos, grasas y otros defectos que podrían afectar la calidad de la soldadura. Las superficies que se extiendan dentro de 5 centímetros de cualquier zona a soldar, no estarán pintadas ni cubiertas con otro material que podría afectar la calidad, o producir vapores o gases inconvenientes durante la realización de este trabajo.

Queda prohibido rellenar con soldaduras los agujeros practicados en la estructura para pernos o remaches provisionales de montaje.

Los miembros por soldarse serán alineados correctamente y sujetos firmemente en su posición por medio de cualquier dispositivo adecuado, incluyendo puntos de soldadura hasta que se haya completado el trabajo de soldadura; se permitirá unir estos puntos con la soldadura definitiva siempre que no presenten fisuras ni otros defectos y hayan quedado perfectamente limpios de escoria. El orden de ejecución de los cordones y la secuencia de soldadura dentro de cada uno de ellos y del conjunto será tal que, después de unidas las piezas, obtengan su forma y posición relativas definitivas, sin necesidad de un enderezado o rectificación posterior, al mismo tiempo que se mantenga dentro

de límites aceptables, las tensiones residuales causadas por la contracción.

Para unir dos piezas de distinta sección, la mayor sección se adelgazará en la zona de contacto, con pendientes no superiores al 25%, para obtener una transición suave de la sección.

La soldadura no será hecha en superficies húmedas, o expuestas a la lluvia, o a vientos fuertes, tampoco cuando los soldadores estén expuestos a condiciones climáticas desfavorables.

Después de ejecutar cada cordón elemental y antes de depositar el siguiente, se limpiará la superficie con piqueta y cepillo de alambre, eliminando todo rastro de escorias.

Se tomarán las debidas precauciones para proteger los trabajos de soldadura contra el viento y especialmente contra el frío. Se suspenderá el trabajo cuando la temperatura baje de los cero grados centígrados, para evitar un enfriamiento excesivamente rápido de la soldadura.

Cuando se especifique en los planos o en las disposiciones especiales, se practicará el alivio de los esfuerzos inducidos en los miembros por la soldadura, mediante el tratamiento a calor. El tratamiento por seguir deberá contar con la aprobación del Fiscalizador, pero el Contratista será el único responsable de que los resultados sean satisfactorios.

Queda prohibido acelerar el enfriamiento de las soldaduras con medios artificiales.

De acuerdo con las instrucciones del Fiscalizador, el Contratista, a su costo, realizará por el método de radiografía la comprobación de todas las soldaduras a tope de las juntas en tensión, del 25 por ciento de las soldaduras a tope de las juntas en compresión y del 25 por ciento de las soldaduras a tope de las juntas de las vigas longitudinales de los elementos estructurales principales.

Si más del 10 por ciento de las soldaduras de las vigas a compresión radiografiadas resultan defectuosas, el Contratista estará obligado a radiografiar todo el resto de las soldaduras aún no ensayadas. Lo anterior se aplica igualmente tanto a las soldaduras en taller como en obra. Los procedimientos, equipos y materiales radiográficos estarán de acuerdo a los requerimientos estipulados en la publicación AWS D 2.0 de la "American Welding Society".

Las soldaduras se ceñirán lo más estrictamente posible a los requerimientos de los planos, y las superficies descubiertas de la soldadura serán razonablemente lisas y regulares. Sólo cuando lo autorice el Fiscalizador, se permitirán soldaduras significativamente mayores en longitud y tamaño a las especificadas en los planos.

Las soldaduras serán firmes y uniformes en toda su extensión. No existirán porosidades ni grietas en la superficie soldada.

Habrá completa fusión entre el metal de soldadura y el material base, y entre los pasos sucesivos a lo largo de la junta. Las soldaduras estarán exentas de traslape, y el metal base sin hendiduras.

Las superficies de las soldaduras se limpiarán completamente y se pintarán de acuerdo a los requerimientos de la Sección 507, después de terminado y aceptado todo el trabajo de soldadura. Las superficies que no se limpien usando un chorro de arena, deberán neutralizarse por medios adecuados antes de pintarse.

505-4.01.3.6.Pasadores y rodillos.- Los pasadores y rodillos se tornearán a la dimensión exacta indicada en los planos y serán rectos, lisos y sin defectos. Los pasadores y rodillos serán forjados y endurecidos al calor de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales.

Los agujeros para pasadores serán perforados al diámetro especificado, lisos y rectos, en ángulo recto con el eje del miembro y paralelos entre sí, a no ser que se indique otra cosa. La perforación de los agujeros para pasadores de miembros ensamblados se realizará después de que la operación de remachado o empernado se haya completado.

Los agujeros para los pasadores en los elementos compuestos se perforarán después del ensamblaje del elemento. Podrán perforarse antes del ensamblaje, siempre que se sigan los procedimientos autorizados por el Fiscalizador y el resultado será tal que los agujeros tengan el mismo grado de precisión en su colocación, como el que se hubiera obtenido si los agujeros hubieran sido perforados después del ensamblaje.

El diámetro de los agujeros para pasadores no excederá al diámetro del pasador en más de 0.8 milímetros.

Los pasadores se clavarán en los agujeros en tal forma que el miembro o elemento quede apoyado en todo el largo del pasador. Después del ensamblaje en el sitio, se eliminarán las rebabas de las roscas del pasador que están junto a la cara exterior de la tuerca.

505-4.01.3.7.Roscas de pasadores y pernos.- Las roscas de los pernos y pasadores se ajustarán exactamente a las de las tuercas, y deberán cumplir con las normas "American Standard Form" u otras similares que se indiquen en las provisiones especiales. Sin embargo, cuando el perno o el extremo roscado del pasador tenga un diámetro mayor a 4 centímetros, las roscas serán hechas con 4.2 pasos por centímetro.

505-4.01.4. Alisado de las superficies de contacto.- Las superficies metálicas de apoyo que van a estar en contacto con otra igual, con superficies de hormigón o con otros materiales, serán alisadas a máquina con una tolerancia de 1 milímetro en 40 centímetros, y una tolerancia total de 1.5 milímetros. Las superficies metálicas de apoyo que estarán en contacto con los apoyos preformados, apoyos elastoméricos o con mortero, serán alisadas a máquina con una tolerancia de 1 milímetro en 10 centímetros, y con una tolerancia total de 5 milímetros. Las planchas de acero que no estarán en contacto con otras superficies metálicas de apoyo, podrán ser sometidas al proceso de

enderezamiento al calor, a opción del Contratista, siempre que se mantenga las tolerancias arriba indicadas.

505-4.01.5. Planchas dobladas.- Las planchas de acero laminado no soldadas, dobladas en frío, cumplirán los siguientes requisitos:

- a) La línea de doblado estará en ángulo recto a la dirección del laminado.
- b) El proceso de doblado debe ser tal que no produzca la ruptura de la plancha. El radio de doblado, medido desde la superficie cóncava del metal, será mayor o igual a los valores indicados en la Tabla 505-4.1., donde T representa el espesor de la plancha.

Tabla 505-4.1.

Angulo en el que se dobla la plancha	Radio mínimo
61-90 grados	1.0 T
91-120 grados	1.5 T
121-150 grados	2.0 T

Si es necesario un ángulo más corto, las placas serán dobladas al calor, observándose lo establecido en el párrafo a) de este numeral, y la temperatura no excederá de 650 grados centígrados, excepto para los aceros ASTM A514 y ASTM A517. Si las placas de acero ASTM A514 o ASTM A517 son dobladas al calor, a temperaturas mayores que 610 grados centígrados, estas serán templadas utilizando procedimientos de fábrica.

- c) Antes de doblar las placas, las orillas serán redondeadas a un radio de 1.5 milímetros, en donde se realice el doblado.

505-4.01.6.Ángulos conectores de extremos.- Las vigas de piso, vigas longitudinales y vigas continuas que tengan ángulos de conexión en los extremos, serán construidas a longitud exacta, según lo indicado en los planos, longitud medida entre las caras externas de los ángulos de conexión, con una tolerancia de +0 a -1.5 milímetros.

En los sitios en donde se requiera continuidad, los conectores extremos serán alisados. Luego de ser alisados, el espesor de los ángulos conectores no será menor que el indicado en los planos de detalle, ni menor de 9.5 milímetros.

505-4.01.7.Ajuste de los rigidizadores.- Los rigidizadores en los extremos de las vigas y los rigidizadores destinados a soportar cargas, serán esmerilados o fresados para que puedan apoyarse uniformemente sobre las alas de la viga, o ser soldados, de acuerdo con los detalles indicados en los planos. Cualquier espacio libre entre los rigidizadores y las alas, no excederá de 1.5 milímetros, a no ser que se especifique otra cosa en los planos.

505-4.01.8.Elementos terminados.- Las piezas terminadas no tendrán torceduras, dobladuras ni uniones abiertas. El Contratista informará al Fiscalizador, con anterioridad, cuándo va a iniciar los trabajos en la fábrica o taller. Ningún material será fabricado o trabajado en taller, antes de que el Fiscalizador haya sido notificado.

505-4.02. Ejecución en taller.

505-4.02.1.Dibujos de trabajo.- El Contratista confeccionará y suministrará gratuitamente al Fiscalizador, tan pronto como sea posible después de la suscripción del contrato, dos juegos completos y precisos de los planos de fabricación y erección de todas las estructuras de acero, maquinaria y dispositivos para su montaje y todos los detalles de ensamblaje para el armado de la estructura basados en los planos del proyecto. Ningún trabajo de fabricación se realizará antes de que los planos hayan sido revisados y aprobados por el Fiscalizador. Cualquier material que haya sido pedido por el Contratista, antes de esta aprobación, correrá a su propio cargo y riesgo.

Los dibujos de trabajo para acero estructural contendrán las dimensiones y tamaños de los elementos componentes de la estructura, en forma detallada y los detalles de todas las partes misceláneas.

No se permitirá realizar cambios en los planos aprobados, sin el permiso por escrito del Fiscalizador. Cualquier detalle que no esté suficientemente expresado o claramente indicado en los planos del contrato, será aclarado al Contratista por el Fiscalizador.

El Contratista verificará y será el único responsable de la exactitud de los planos

de fabricación, y de los ajustes estructurales y conexiones de campo. El Contratista notificará al Fiscalizador sobre cualquier error o discrepancia que existiera en los planos. En el caso de haber desacuerdo en los planos entre las dimensiones, medidas a escala y los números que representen tales medidas, prevalecerán estos últimos.

505-4.02.2.Marcas de coincidencia.- El Contratista marcará en forma clara e indeleble todas las partes de la estructura ensamblada en fábrica que serán soldada, o los agujeros perforados en obra.

Se entregará al Fiscalizador los planos que indiquen tales marcas.

505-4.02.3.Ejecución en taller.- Los trabajos de taller se realizarán de acuerdo a lo especificado en esta sección y en las secciones anteriores. Antes de proceder al trazado se comprobará que los distintos planos y perfiles presenten la forma exacta, recta o curva, y que estén exentos de torceduras. El trazado se realizará con personal especializado, respetándose las cotas de los planos de taller y las tolerancias máximas permitidas por los planos de proyecto o por las disposiciones especiales.

El corte de cualquier material puede efectuarse con sierra, cizalla o mediante soplete, observándose lo especificado en el numeral 505-4.01.2 para este último. Se eliminarán las rebabas, estrías o irregularidades de borde inherentes a las operaciones de corte.

El corte con cizalla se permitirá únicamente en planchas, perfiles planos y angulares con un espesor máximo de 15 milímetros.

Los bordes cortados con cizalla o con soplete que queden en las proximidades de uniones soldadas, se alisarán utilizando un método aprobado, en una profundidad no inferior a dos milímetros, a fin de levantar toda la capa de metal alterada por el corte; este tratamiento se dará hasta por lo menos una distancia de 30 milímetros del extremo de la soldadura.

Los elementos provisionales que por razones de montaje u otra causa sea necesario soldar a partes de la estructura, se retirarán posteriormente, utilizando soplete, y nunca a golpes, procurando no dañar a la propia estructura. Los restos de cordones de soldadura, ejecutados para la fijación de aquellos elementos, se eliminarán por cualquier método aprobado.

El Contratista tendrá en existencia un cinco por ciento más del número de pernos, y un diez por ciento más del número de remaches estrictamente necesarios, a fin de prevenir las posibles pérdidas y daños que puedan producirse durante el montaje.

Previo la ejecución de armaduras empernadas, pórticos esviajados, empalmes

esviajados, pórticos rígidos, pilares y torres empernadas, se deberá pre-armarles completamente, ajustarles cuidadosamente en alineación y contraflecha, y prepararles para la soldadura o para comprobar la coincidencia de los pernos.

Las armaduras de luces grandes se pre-ensamblarán en tramos de longitudes no menores de 3 paneles adyacentes, y los miembros se ajustarán a la alineación y contraflecha especificadas. A continuación se prepararán las uniones para soldadura, y los agujeros para conexiones en obra serán perforados o escariados mientras los miembros estén armados. En otros casos, se revisará el ajuste correcto de los pernos, si los agujeros ya hubieran sido perforados al diámetro total.

Cuando la estructura sea de tamaño excepcional, de tal forma que impida el manejo y colocación de los diversos elementos, se podrá efectuar el pre-ensamblaje de los elementos principales y secundarios, por separado.

Las uniones empernadas de las vigas de alma llena serán prearmadas, ajustando las secciones adosadas a la correcta alineación y contraflecha, y los agujeros para las conexiones en obra serán perforados o escariados mientras las diferentes secciones estén armadas. Las uniones de empalme para las vigas soldadas serán pre-ensambladas con los miembros adyacentes, ajustándose a la correcta alineación y contraflecha y preparadas para ser soldadas.

Si se trata de un lote de varios tramos idénticos, se pre-ensamblará por lo menos uno por cada diez tramos iguales, debiéndose montar en los demás solamente los elementos más importantes y delicados.

Todos los métodos de pre-ensamblaje serán compatibles con los métodos de erección a usarse, a menos que el Fiscalizador autorice por escrito otra cosa.

505-4.02.4.Pintura.- Todas las superficies de acero o hierro se limpiarán y pintarán de acuerdo a lo establecido en el Sección 507, a menos que por las características del acero no se requiera, y sea aprobado por escrito por el Fiscalizador.

505-4.03. Transporte, manejo y almacenamiento.- Las manipulaciones necesarias para la carga, descarga, transporte y almacenamiento en obra, se realizarán con el cuidado necesario para no producir solicitaciones en ningún elemento de la estructura, y para no dañar ni a las piezas ni a la pintura. Se cuidarán especialmente, protegiendo, si fuera necesario, las partes sobre las que hayan de fijarse las cadenas, cables o ganchos por utilizar en la elevación o sujeción de las piezas de la estructura.

El peso de cada elemento estará indicado en las órdenes de despacho de taller a obra. Los elementos estructurales cuyo peso exceda de tres toneladas, llevarán una marca indicativa de su peso.

Las partes salientes de cada elemento que corran peligro de doblarse o dañarse, serán embaladas y empacadas con madera u otro material que les proteja de cualquier daño posible.

Los pasadores, elementos pequeños y los paquetes de pernos, remaches roscas y arandelas, serán despachadas en cajas o barriles cuyo peso bruto no excederá de 135 kilogramos. Una lista del material contenido en cada embalaje acompañará a cada embarque.

Si el contrato es solo para la erección, el Contratista revisará el material que se le envíe con las listas de embarque e informará por escrito, de inmediato, sobre cualquier faltante o daño existente. El Contratista será el único responsable por la pérdida de cualquier material que esté a su cargo, o por cualquier daño que se produzca después de que el material quede a su cargo.

El material por ser almacenado se colocará sobre largueros en el terreno, el cual se limpiará y drenará cuidadosamente. Los miembros que tengan longitudes considerables se almacenarán sobre largueros de madera, con pequeñas separaciones para prevenir daños por deflexión.

505-4.04. Montaje.

505-4.04.1.Obra falsa.- La obra falsa o andamio se diseñará adecuadamente, y su construcción y mantenimiento se realizarán de tal manera que soporte, sin asentamiento objetable, las cargas que gravitan sobre ella. El Contratista preparará y presentará al Fiscalizador los planos de detalle de la obra falsa antes de comenzar su construcción. La aprobación de estos planos por el Fiscalizador no relevará al Contratista de ninguna responsabilidad.

Las armaduras serán erigidas usando obra falsa, a menos que el Fiscalizador permita por escrito proceder de otra manera. Los materiales de la obra falsa serán removidos después que hayan cumplido con su función. Los puntales de la obra falsa serán retirados con excavación de por lo menos 0.50 metros por debajo de la superficie original del suelo. Todos los desechos y desperdicios que resulten de la construcción y retiro de la obra falsa serán eliminados, y la zona utilizada quedará completamente limpia.

505-4.04.2.Método y equipo.- Previo el inicio de los trabajos de erección, el Contratista informará al Fiscalizador sobre el método, cantidad y tipo de equipo que usará, los cuales estarán sujetos a su aprobación. La aprobación del Fiscalizador no relevará, de ninguna manera, la responsabilidad del Contratista sobre los trabajos a realizarse.

Ningún trabajo se realizará antes de la aprobación del Fiscalizador.

505-4.04.3.Apoyos y anclajes.- Todos los apoyos se colocarán en las cotas indicadas en los planos. Los apoyos de puentes se hormigonarán en su posición y nivel exactos.

De conformidad con los detalles indicados en los planos, las placas de los apoyos se colocarán sobre cojines elastoméricos o sobre una capa de mortero, y se apoyarán sobre toda su superficie inferior. Los cojines elastoméricos estarán de acuerdo con lo estipulado en los planos o en las disposiciones contractuales.

El mortero que se coloque por debajo de las placas de apoyo y en las mangas de los pernos de anclaje, tendrá una proporción en volumen de una parte de cemento Portland y tres partes de arena limpia.

Para colocar el mortero se verificará que las áreas de hormigón que estarán en contacto con él, estén exentas de todo material flojo u objetable, que pudiera

impedir la adherencia entre el mortero y la superficie de hormigón; además, estas se mantendrán totalmente húmedas por un período no menor a 24 horas, antes de la colocación del mortero.

Los pernos de anclaje para puentes serán de la forma detallada en los planos del contrato. Estos se colocarán cuidadosamente en la ubicación y nivel adecuados, utilizando plantillas u otros métodos adecuados para la sujeción de los pernos en su lugar.

Cuando se utilicen manguitos de tubo, en caso de que los planos así lo exijan, éstos se llenarán de arena y se sellarán en la parte superior con material bituminoso, hasta que se coloquen los dispositivos de apoyo. Inmediatamente antes de colocar el apoyo, se limpiará el tubo y, después de colocar el apoyo en su posición definitiva, se rellenará el cilindro o manguito con mortero de cemento en proporción 1:2. El cemento y la arena a usarse se ceñirán a los requerimientos de las especificaciones pertinentes estipuladas en la Sección 802 y la subsección 809-2 respectivamente.

Cuando el Contratista coloque los pernos de anclaje con plantillas, éstas serán lo suficientemente resistentes para soportar y mantener los pernos en su posición adecuada, de manera que éstos no se muevan durante la colocación del hormigón.

El Contratista perforará los agujeros en el hormigón para colocar los pernos de anclaje, y luego los asegurará con lechada de cemento, o los hormigonará conjuntamente con los apoyos, de acuerdo a lo que se indique en los planos o especifique el Fiscalizador.

Se tomará en cuenta cualquier variación de la temperatura ambiental en la colocación de los anclajes y rodillos, ajustando las posiciones horizontales de los apoyos para esta temperatura.

Se tendrá cuidado de no restringir el libre movimiento en los apoyos móviles, por causa de una colocación o ajuste deficientes de los apoyos o de los pernos de anclaje y tuercas.

505-4.04.4.Montaje en general.- Para el ensamblaje en la obra, las partes estarán cuidadosamente ensambladas como se indique en los planos, y se seguirán todas las marcas de coincidencia. El material será cuidadosamente manejado, de manera que ninguna parte resulte doblada, rota o dañada en ninguna forma. No se realizará el martilleo que pueda dañar o deformar algún miembro. Las superficies de apoyo y las superficies que estarán en permanente contacto, se limpiarán antes que los miembros sean ensamblados. Se cuidará de no pintar, ni engrasar en modo alguno, las superficies de contacto de uniones con pernos de alta resistencia.

A no ser que se utilice para el montaje el método en voladizo, las celosías se ensamblarán sobre entramados de madera provisionales, ubicados de tal manera que den a los montantes del tramo el apoyo con la contraflecha adecuada. Los entramados se dejarán en su sitio hasta que los empalmes del cordón de tracción hayan sido completamente empernados o remachados, y todas las conexiones en los nudos restantes ensambladas con sus respectivos pasadores y pernos.

Los pernos o remaches en los empalmes de juntas de tope de los miembros a compresión, así como los pernos o remaches de los barandales, no serán puestos o ajustados sino cuando se haya completado el montaje del cordón inferior.

Los empalmes y las conexiones en obra llevarán en la mitad de los agujeros, pernos y pasadores cilíndricos de erección (50% pernos y 50% pasadores), antes de iniciar el remachado o empernado con pernos de alta resistencia. Cuando se trate de empalmes y conexiones que tengan que soportar el tránsito durante el montaje, en los 3/4 del total de agujeros se colocarán pernos y pasadores.

505-5. Estructuras tubulares corrugadas de gran luz.

505-5.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro e instalación de alcantarillas, tubos ranurados y otros conductos o drenes con tubos o arcos de metal corrugado, de las dimensiones indicadas en los planos y de acuerdo con las presentes especificaciones. Serán colocados en los lugares, con el alineamiento y pendiente señalados en los planos o indicados por el Fiscalizador.

Este trabajo incluirá el suministro de materiales y la construcción de juntas, conexiones, tomas y muros terminales necesarios para completar la obra de acuerdo con los detalles indicados en los planos.

Los tubos o arcos de metal corrugado que se utilicen en la carretera, serán de

acero y cumplirán con los requerimientos previstos en la Sección 821 de las presentes especificaciones.

Las dimensiones, tipos y calibres o espesores de los tubos de acero satisfarán los requerimientos de la AASHTO M36. Las estructuras tubulares corrugadas se unirán usando remaches o soldaduras de punto o de costura helicoidal, a opción del Contratista y con aprobación del Fiscalizador.

505-5.02. Procedimiento de trabajo

505-5.02.1.Colocación.- Las estructuras tubulares y accesorios de metal corrugado serán transportados y manejados con cuidado para evitar bolladuras, escamaduras, roturas o daños en la superficie galvanizada o en la capa de protección; cualquier daño ocasionado en el recubrimiento de la estructura, será reparado mediante la aplicación de dos manos de pintura asfáltica o siguiendo otros procedimientos aprobados por el Fiscalizador.

La excavación y relleno estructural se realizarán de acuerdo con lo previsto en la Sección 303.

Las secciones de estructura tubular se colocarán en su sitio, empezando por el extremo, aguas abajo, con el traslape circunferencial interior orientado, también, aguas abajo. El lecho sobre el cual se apoye la estructura tubular corrugada será preparado en tal forma que ofrezca un apoyo firme y uniforme a todo lo largo de la estructura. Toda sección mal alineada, indebidamente asentada o dañada será extraída, recolocada o reemplazada por el Contratista a su cuenta.

Los arcos de acero corrugado se instalarán siguiendo los planos y las instrucciones detalladas de montaje.

Cuando así se haya indicado en los planos, el diámetro vertical de la estructura tubular redonda será aumentado en un 5%, por medio del estiramiento en fábrica, o, empleando gatos, después de que toda la estructura haya sido colocada y asentada, antes de comenzar con el relleno. Se conservará este estiramiento vertical por medio de soleras y puntales, hasta que el terraplén esté terminado, salvo que el Fiscalizador autorice otro procedimiento.

505-5.02.2.Uniones.- El diseño de las juntas transversales a realizarse en obra será de modo que las conexiones sucesivas de secciones formarán una línea continua libre de irregularidades. El tipo de junta utilizado en obra será el indicado en los planos o por el Fiscalizador.

Cuando se utilicen bandas para la unión de estructuras tubulares corrugadas de acero, éstas cumplirán con las especificaciones de AASHTO M36.

Las bandas metálicas serán corrugadas, de manera que pueda encajar correctamente con los extremos de las secciones.

Las bandas de acoplamiento podrán ser 1.5 milímetros más delgadas que el espesor de las estructuras tubulares.

505-6. Medición y Pago.

505-6.01. Medición.- Las cantidades a pagarse por las estructuras de acero incluidas las estructuras tubulares de acero corrugado, serán los kilogramos de acero estructural efectivamente suministrado, fabricado y, de estar especificado, incorporado en la obra, de acuerdo con los requisitos contractuales.

En caso de estar especificado el montaje solamente, éste se medirá por monto global.

Se entenderá por acero estructural, toda clase de metal incorporado a un puente u otra estructura metálica. Los cilindros o manguitos, arandelas y pernos de anclaje se considerarán también como acero estructural.

Con el fin de calcular la cantidad por pagarse, los pesos se indicarán en los planos, acompañados de la correspondiente certificación del fabricante. Se pagará únicamente por el material efectivamente incorporado a la estructura, excepto si en las disposiciones especiales se estipula otro procedimiento.

El peso de los pernos de instalación, de pintura, cajas, jaulas y otros implementos utilizados en el embalaje, y los materiales usados para soporte de los elementos durante el transporte, para montaje provisional o para andamio, no serán incluidos en los pesos del material por pagarse.

Cuando las cantidades estimadas de acero estructural, acero fundido y hierro fundido requeridos para un puente, hayan sido señaladas en las disposiciones especiales como cantidades definitivas, se las identificará con un sufijo (F) y se pagará solamente estas cantidades.

En los pesos de láminas y placas estructurales no se deducirá el peso por algún recorte, corte o agujero.

No se medirá para el pago ninguna soldadura, pues se la considera compensada con el pago hecho por los elementos soldados.

El peso de los miembros completos se obtendrá añadiendo al peso de cada elemento los pesos de los pernos de alta resistencia con sus tuercas y arandelas o el peso de los remaches, según el caso, incorporados en la estructura terminada. El peso de pernos, remaches, tuercas, arandelas, pasadores, rodillos, tornillos, pernos de anclaje y manguitos cilíndricos de anclaje que, definitivamente, permanezcan en la estructura, serán calculados en base a los pesos indicados en los planos o certificados el fabricante.

Al calcularse el peso del metal por pagarse, no habrá compensación alguna por concepto del peso de la pintura.

505-6.02. Pago.- Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro, fabricación, entrega y montaje de estructuras metálicas, exceptuando los puentes para señales o por el suministro y fabricación solamente, o solo por el montaje, según el caso, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

Comprenderá también todo el trabajo de soldadura, control de la tensión de pre-ensamblaje, ajuste de pernos de alta resistencia, provisión y colocación de los dispositivos de apoyo, inclusive mortero, y todo trabajo de construcción y retiro de andamio y obra falsa.

El trabajo de limpieza y de pintura del acero estructural se pagará en la forma establecida en la Sección 507.

Nº del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
505 (1) Suministro, fabricación y montaje de acero estructural (*).....	Kilogramo (Kg.)
505 (2) Suministro de acero estructural (*).....	Kilogramo (Kg.)
505 (3) Fabricación de acero estructural (*).....	Kilogramo (Kg.)
505 (4) Montaje de acero estructural (*).....	Kilogramo (Kg.)
505 (5) Suministro, fabricación y montaje de estructuras tubulares de acero corrugado (*).....	Kilogramo (Kg.)
505 (6) Suministro, fabricación de estructuras tubulares de acero corrugado (*).....	Kilogramo (Kg.)
505 (7) Montaje de estructuras tubulares de acero corrugado (*).....	Kilogramo (Kg.)

(*) (Indicar el tipo de acero)

SECCION 506. ESTRUCTURAS DE MADERA

506-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de puentes u otras estructuras conformadas por tableros u otros elementos de madera estructural tratada o no tratada con preservativos, de acuerdo con los requisitos de los documentos contractuales o como lo ordene el Fiscalizador.

506-2. Materiales.- Toda madera estructural será sana, dura y de las dimensiones especificadas: se la acompañará de una certificación del proveedor, que deje constancia de su calidad y resistencia. Cualquier madera estructural que el Fiscalizador considere inaceptable será reemplazada por el Contratista, a su costo.

De igual forma, para toda madera tratada se presentará una certificación sobre la calidad de la madera y el tratamiento de preservación utilizado.

La madera estructural satisfará las exigencias previstas a continuación y en la Sección 824 de las presentes especificaciones.

506-3. Tratamiento de la madera.

506-3.01. Tratamiento preservativo.- El tipo de tratamiento que se aplicará a la madera será especificado en los planos o en las disposiciones especiales y satisfarán las exigencias previstas en este numeral y en la subsección 824-3. La clase de preservativo por usarse en el tratamiento de la madera será escogido tomando en cuenta las condiciones a que va a estar expuesta la madera, tales como:

Presencia de insectos que dañan la madera, acción del agua, disolución del preservativo por acción del agua, contacto con el terreno, requerimientos para pintura y limpieza.

Los preservativos para maderas y el método de tratamiento por usarse serán los indicados en los planos o los ordenados por el Fiscalizador y estarán de acuerdo con la subsección 824-3 de las presentes especificaciones.

Cada pieza de madera tratada será señalada con una marca en la cual se indique el nombre del tratamiento y los requerimientos necesarios del tratamiento. Se le proveerá al Fiscalizador de las facilidades necesarias y de libre acceso a las diferentes zonas de la planta de tratamiento, para inspeccionar y comprobar que el material y mano de obra utilizados sean los especificados en los documentos contractuales o en las disposiciones especiales.

506-3.2. Tratamiento de superficies de madera.- Las barandas, postes de barandas, excepto las porciones que van embebidas en el hormigón; los cordones de madera, excepto las caras inferiores que van sobre

tierra; y las superficies expuestas de los postes serán pintadas con una mano de pintura de protección para madera que cumpla con las exigencias de la subsección 826-3 y, dos manos de pintura del color indicado en los planos o especificaciones especiales, a base de látex para madera expuesta, de acuerdo a la subsección 826-3 y aplicadas según las especificaciones pertinentes de la Sección 507.

506-4. Almacenamiento.- La madera se apilará en un patio, en pilas separadas que permitan la circulación del aire por los intersticios. Cada pila de material se colocará sobre el terreno, con una abertura de por lo menos 30 centímetros, por debajo de la capa inferior del material y dejando espacios entre las piezas para permitir el paso del aire y evitar la absorción de humedad del terreno. Será protegida del sol para evitar torceduras. Cuando lo requiera el Fiscalizador, la madera será cubierta adecuadamente para preservarla de los agentes climáticos.

El terreno, por debajo y en proximidad de las pilas de madera, se limpiará adecuadamente.

506-5. Procedimiento de trabajo.

506-5.01. Mano de obra.- La mano de obra utilizada se calificará empleándose únicamente carpinteros experimentados, especializados en puentes.

Todo el trabajo de construcción de la estructura será de primera clase y exacto. A menos que se especifique de otro modo, los clavos y pasadores se introducirán con la fuerza necesaria para colocar sus cabezas a ras con la superficie de la madera. La elaboración de todas las piezas metálicas será la fijada por las especificaciones respectivas.

506-5.02. Descripción del trabajo.- La madera que se utilice en estructuras será de la clase y calidad que se indique en los planos, en estas especificaciones o en las disposiciones especiales.

Los huecos para los pasadores y espigas o clavijas serán perforados con una broca de diámetro menor que el diámetro del pasador en 1.5 milímetros, en madera no tratada, y, en madera tratada, dichos huecos serán perforados con una broca del mismo diámetro que el pasador. Los huecos para pernos se perforarán con una broca de diámetro mayor que el diámetro del perno en 1.5 milímetros. Los huecos para tirafondos serán perforados con una broca no mayor que la base de la rosca.

Todos los pernos de diámetro menor o igual a 1.6 centímetros serán ajustados con arandelas de acero colocadas bajo sus cabezas. Los pernos y tirafondos de diámetro mayor a 1.6 centímetros serán ajustados con arandelas de hierro maleable o fundido, a menos que se indique algo diferente en los planos.

La madera se cortará con toda la exactitud, de modo que se logre un armado apretado y las juntas se apoyen perfectamente sobre la superficie de contacto.

No se permitirá el empleo de cuñas en el armado de las juntas.

Los durmientes colocados en el suelo como cimiento se asentarán uniformemente en material firme.

Los pedestales de hormigón que soporten las estructuras de madera serán cuidadosamente acabados, para que las soleras de asiento puedan apoyarse en forma pareja sobre ellos.

Las soleras de apoyo o postes se anclarán a los pedestales con pernos de diámetro mayor de 19.0 mm hormigonados con el pedestal, con una longitud libre sobre este mayor de 15 centímetros.

Las soleras de apoyo estarán alineadas y completamente apoyadas sobre los pedestales, pilotes o durmientes de cimientos. Estas se fijarán a los durmientes o pilotes con pasadores de diámetro mayor a 19.0 milímetros, que penetren en los durmientes o pilotes en una longitud mayor de 15 centímetros.

Los postes o puntales utilizados en entramados se armarán aplomados, y se asentarán completamente en los pedestales, soleras o cabezales.

Se colocarán cabezales de madera, con sus extremos completamente alineados, en las partes superiores de los postes o pilotes, de tal manera de asegurar un apoyo uniforme y parejo.

Todos los cabezales se fijarán con pasadores de diámetro mayor a 19.0 milímetros, extendidos 23 centímetros dentro de los postes o pilotes y colocados en el centro del poste o pilote, aproximadamente.

Los extremos de los arriostramientos serán empernados contra los pilotes, postes, cabezales o soleras, con pernos de diámetro mayor que 16 mm. Todas las riostras serán de longitud suficiente, a fin de que, entre el final de la riostra y el perno más extremo, haya una distancia mínima de 20 diámetros.

En la instalación de largueros, el canto de mayor calidad se colocará hacia abajo.

Los largueros exteriores podrán tener juntas de tope con sus extremos recortados cónicamente, pero los largueros interiores serán traslapados, para apoyarse en todo el ancho de la viga de piso o del cabezal existente en cada extremo. Los bordes superiores de los largueros, después de su instalación, no tendrán mayor variación en su plano, a fin de permitir que el piso se asiente en

todos los largueros.

500 - Estructuras

Los tablones usados en el piso serán del tipo especificado en los planos; tendrán sus 4 caras cepilladas, a no ser que se especifique otra cosa.

Los pisos de una capa se construirán con tablones de un solo espesor apoyados sobre largueros. Los tablones de madera no curada se colocarán uno a continuación de otro sin espaciamentos; en el caso de usarse madera curada se podrán separar 6 milímetros. Cada tablón se clavará firmemente contra cada larguero. Los tablones, para su colocación, se clasificarán de acuerdo a su espesor, de tal forma que el espesor de dos tablones adyacentes no varíe más de 1.6 milímetros.

Los pisos dobles se compondrán de dos capas de tablones soportados por largueros o viguetas. La capa superior podrá colocarse diagonal o paralela al eje de la carretera, según se especifique u ordene el Fiscalizador.

Cada elemento del piso se asegurará firmemente contra la capa inferior. Las juntas se escalonarán a distancias mayores o iguales que 90 centímetros.

Los bordes extremos de los tablones de piso se asegurarán con especial cuidado, cuando el piso superior se coloque paralelo al eje del camino.

En cada extremo del puente, dichos tablones serán achaflanados.

Las armaduras terminadas no presentarán irregularidades en su alineamiento. Todas las superficies de apoyo y juntas deberán ajustarse perfectamente.

506-5.03. Maderas tratadas.- Las maderas tratadas serán cuidadosamente manipuladas sin arrojarlas, romper las fibras exteriores ni raspar o penetrar por debajo de su superficie con las herramientas de trabajo. Serán manipuladas con eslinges. No se usarán picas, garfios ni otro tipo de herramientas puntiagudas.

Todo corte y ensamblaje de maderas tratadas se realizará antes del tratamiento.

Todos los recortes en maderas tratadas y todas las raspaduras que previamente hayan sido cuidadosamente arregladas, se cubrirán con dos aplicaciones de una mezcla formada por un 60% de aceite de creosota y 40% de brea para techar, o serán pintadas a brocha con por lo menos tres manos de aceite de creosota caliente, aplicando después brea caliente de techar sobre aquellas.

Todos los huecos para pernos, perforados después del tratamiento, serán impregnados de aceite de creosota caliente, usando un método aprobado para el tratamiento de tales orificios. Todos los agujeros no utilizados o no llenados después del tratamiento, serán cerrados con tapones creosotados.

Los encofrados y arriostramientos temporales que se fijen a la madera tratada con clavos o espigas, con la autorización del Fiscalizador, serán unidos con

clavos galvanizados o espigas a ras con la superficie o los huecos taponados, como en el párrafo anterior.

506-5.04. Maderas sin tratar.- En estructuras de madera sin tratar, las superficies a continuación indicadas se impregnarán totalmente con dos manos de aceite de creosota caliente, antes de que se proceda a su ensamblaje: puntas, superficies superiores de soleras, travesaños, vigas de piso, largueros y todas las puntas, juntas y superficies de contacto de arriostramientos y elementos de armaduras.

Todas las superficies de topes de madera, caras posteriores de tabiques y todas las demás piezas de madera que deban estar en contacto con la tierra, metal u otra madera serán tratadas en forma similar.

506-6. Tolerancias.- Todo elemento de madera estructural satisfará las tolerancias previstas en la subsección 824-3.

506-7. Medición y Pago.

506-7.01. Medición.- Las cantidades a pagarse por las estructuras de madera, tratada o sin tratar, serán los metros cúbicos de madera aceptablemente incorporada a la obra.

Las cantidades se determinarán en base a los anchos, espesores y longitud de los elementos en la estructura terminada. Se medirán separadamente la madera tratada y la no tratada.

Los pernos, tirafondos y todo otro herraje empleado en las estructuras de madera, serán medidos para su pago en kilogramos.

No se medirán los desperdicios, ni la madera utilizada para el montaje, ni la de los andamios para la estructura, ni el herraje provisional que se utilice.

506-7.02. Pago.- Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro de materiales, fabricación, preservación, transporte y armado de las estructuras de madera, incluyendo la obra falsa, así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

Nº del Rubro de Pago y Designación

Unidad de Medición

506 (1) Estructuras de madera sin tratar.....	Metro cúbico (m ³)
506 (2) Estructuras de madera tratada.....	Metro cúbico (m ³)

506 (3) Pernos, tirafondos y todo otro herraje
 empleado en las estructuras de madera (*).....Kilogramo (Kg.)

(*) (Indicar el tipo de acero)

SECCION 507. PINTURA PARA ESTRUCTURAS.

507-1. Descripción.- Este trabajo consistirá en la pintura para estructuras nuevas y la repintada de las instalaciones ya existentes, de acuerdo con los requisitos previstos en los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. El tipo y color de pintura a ser aplicada se indicarán en los planos o en las disposiciones especiales; las características de la pintura utilizada estarán de acuerdo con lo especificado en la Sección 826 de las presentes especificaciones.

507-2. Condiciones atmosféricas.- No se pintará estructura alguna cuando la temperatura ambiente esté por debajo de los 5 grados centígrados, o cuando haya lluvia o neblina, o cuando el Fiscalizador considere que las condiciones son inadecuadas para efectuar el trabajo. Si la pintura fresca ha sido dañada por cualquiera de las causas anteriores, el Contratista la reemplazará o la reparará por su cuenta y en forma satisfactoria.

Cuando el Fiscalizador lo apruebe, por escrito, el Contratista podrá acondicionar apropiadamente los interiores o exteriores, a fin de pintar las estructuras en tiempo inclemente. Las condiciones atmosféricas se controlarán artificialmente, dentro de los límites aceptables antes mencionados. Este control se mantendrá hasta que la pintura haya secado. Toda compensación por el acondicionamiento y mantenimiento de dichos interiores o exteriores se considerará incluida en los precios pagados por los trabajos que requieran pintura, y no se realizará ninguna compensación adicional por este concepto.

507-3. Aplicación.- El Contratista notificará al Fiscalizador, por escrito, al menos con 7 días de anticipación, el comienzo de las operaciones de limpieza y pintura.

La pintura se la aplicará a brocha, rodillo o soplete, o mediante una combinación de éstos, con aseo y en forma esmerada.

El mezclado de la pintura se lo hará con mezcladores mecánicos, de manera que el pigmento se encuentre uniformemente suspendido, manteniéndolo así durante toda la operación de pintura.

Las pinturas especificadas son para uso inmediato; no se permitirá emplear diluyentes, a menos que se lo especifique en la Sección 826 de las presentes especificaciones. Cuando se pinte a soplete en climas fríos, la pintura será calentada a una temperatura tal que recupere su viscosidad normal; este calentamiento se lo hará colocando los tarros de pintura dentro de recipientes que contengan agua caliente (baño maría), o sobre radiadores a vapor.

La fecha, mes y año, de la realización de la pintura será estampada con pintura a brocha, usando letras de plantilla de 6 centímetros de alto, en dos lugares de la

estructura del puente. La localización exacta de las identificaciones la determinará el Fiscalizador. La pintura que se use para este propósito, contrastará con la pintura de fondo.

507-4. Protección de la obra.- El Contratista protegerá todas las partes de la estructura, antes de iniciar la operación de pintura, para evitar salpicaduras y manchas. El Contratista será responsable por cualquier daño ocasionado durante el trabajo a vehículos, personas o propiedades, incluyendo plantas y animales; deberá prever por su cuenta las medidas de seguridad adecuadas para evitar tales daños.

Cuando el tránsito ocasione una cantidad objetable de polvo, y cuando lo ordene el Fiscalizador, el Contratista rociará con agua o aplicará cualquier otro procedimiento aprobado para eliminar el polvo, en la plataforma del camino contiguo a la obra. Toda superficie pintada que haya sido estropeada o dañada, debido a los trabajos que realiza el Contratista, o por su descuido en la protección de la obra, será reparada por el Contratista, a su cuenta, con materiales y en condiciones iguales a las especificadas para la pintura en este sitio.

Una vez concluidas las operaciones de pintura y secado, y de cualquier otro trabajo que pueda ocasionar la contaminación de la pintura con polvo, grasa u otros materiales extraños, se procederá a la limpieza de dichas superficies. Las superficies estarán limpias y sin daños, en el momento de efectuar la inspección final de la obra.

507-5. Pintura para estructuras de acero.- Este trabajo consistirá, a no ser que se especifique otra cosa, en los documentos contractuales, en la preparación de las superficies metálicas, aplicación, protección y secado de la pintura y en el suministro de todas las herramientas, aparejos, andamiaje, mano de obra y materiales necesarios para terminar satisfactoriamente el trabajo.

507-5.01. Preparación de las superficies.- Todas las superficies de metal por pintarse se limpiarán completamente, removiendo herrumbre, costras sueltas, suciedades, grasa y cualquier otra sustancia extraña. A menos que la limpieza se realice usando un chorro de arena, las superficies soldadas serán neutralizadas usando un método aprobado por el Fiscalizador, y luego enjuagadas, antes de empezar la operación de limpieza.

Se podrá limpiar la estructura usando tres métodos, de acuerdo a lo que se especifique en los documentos contractuales o lo ordene el Fiscalizador.

Limpieza a mano.- Este trabajo se hará usando cepillos de alambre, lija o la herramienta o material aprobado por el Fiscalizador. El aceite y la grasa se limpiarán usando un solvente apropiado. El polvo se quitará como se indica en la subsección 507-4.

Limpieza a chorro.- El chorro puede ser de arena, de limallas, o de aire. Cuando se use este método, se pondrá especial atención en la limpieza de las esquinas y de los ángulos. Antes de empezar la operación de pintura, se eliminará de la superficie toda la arena o limallas que quedasen.

Limpieza con flama.- La flama se producirá con un soplete oxiacetilénico que tendrá una relación oxígeno-acetileno mayor de 1. Antes de empezar esta operación, el aceite y la grasa se removerán usando un solvente adecuado; el exceso de solvente será retirado completamente antes de continuar con la siguiente operación. Se pasará la flama por la superficie a limpiar, a una velocidad y en forma tal que las superficies queden completamente secas, y el sucio, óxido y costras sueltas sean eliminados por el calentamiento rápido e intenso producido por la flama.

Inmediatamente después de la aplicación de la flama, las superficies de acero serán cepilladas cuando sea necesario y se eliminará cualquier material suelto de su superficie; no se podrá usar aire comprimido en esta operación.

La pintura se aplicará inmediatamente después de que el acero se haya limpiado y mientras la temperatura del acero sea superior a la del medio ambiente.

Cualquier daño a la pintura firme, en las áreas no designadas para el tratamiento, causadas por las operaciones de trabajo del Contratista, serán reparadas por el, a su cuenta y a satisfacción del Fiscalizador.

El mismo día en que se haya efectuado la limpieza, las superficies de acero serán tratadas o pintadas con una primera mano, a menos que el Fiscalizador autorice otra cosa. Si las superficies limpias se han oxidado o contaminado con material extraño, el Contratista las volverá a limpiar por su cuenta, antes de pintarlas.

Cuando así se especifique en las disposiciones especiales, un tratamiento preliminar con un baño de apresto, de vinyl que cumpla las exigencias de la Sección 826, se aplicará en las superficies limpias del acero, antes de la aplicación de la primera capa de pintura. Este tratamiento se aplicará a intervalos de 4 horas, si no se logra aplicar la primera mano de pintura antes de que transcurra ese plazo.

Los baños de vinyl para el tratamiento preliminar se los aplicará rociando el vinyl, para lograr una película húmeda uniforme en toda la superficie.

Durante la aplicación del tratamiento preliminar, no se permitirá la limpieza con chorro en las áreas adyacentes a las que están siendo tratadas. No se aplicará la pintura hasta que las superficies tratadas se encuentren completamente secas; sin embargo, la primera capa de pintura se aplicará el mismo día de la ejecución de la limpieza y del tratamiento preliminar.

507-5.02. Procedimiento de trabajo.

507-5.02.1.Generalidades.- Por lo general, se aplicarán dos manos de apresto al acero limpio y bañado, de acuerdo con lo estipulado en el numeral anterior; después de que éstas se hayan curado, se someterá el acero a otro baño de apresto de vinyl; luego, se aplicarán dos manos de acabado del color señalado en los planos o disposiciones especiales.

Todos los miembros de las estructuras se limpiarán con chorro, se someterán a un tratamiento preliminar y se pintarán con la pintura de apresto del espesor total indicado, antes de su montaje o armado. Luego de que se hayan ensamblado todos los elementos y antes de la aplicación de las manos de pintura de acabado, todas las áreas locales de pintura que hayan sido dañadas o estén deterioradas, se limpiarán completamente y pintarán con las manos de apresto de los espesores indicados.

La pintura no se aplicará en superficies donde la película de pintura pueda ser dañada por el calor. Las superficies expuestas a la intemperie y que podrían resultar inaccesibles para la pintura después del montaje, se las pintará con el número total de capas, antes del montaje.

Las superficies de las capas de pintura que se van superponiendo, estarán libres de humedad, polvo, grasa y materiales nocivos que podrían impedir la adherencia de las capas subsiguientes.

Las grietas o aberturas entre las superficies de contacto de los miembros ya ensamblados que podrían retener la humedad, serán masilladas con minio plomo rojo u otro material adecuado, antes de la aplicación de la segunda mano de apresto.

Exceptuando las armaduras de anclaje, las superficies metálicas embebidas en el hormigón no necesitan ser pintadas. Las armaduras de anclaje que no hayan sido galvanizadas, se pintarán o bañarán con una mano de apresto, antes de su instalación.

Las superficies de acero estructural que estarán en contacto con almohadillas elásticas de soporte, se limpiarán y pintarán con dos capas de pintura de apresto especificada.

A continuación del tratamiento preliminar, se dará a las estructuras una mano de apresto de zinc con vehículo orgánico, que esté dentro de las especificaciones de la Sección 826.

La limpieza con chorro y la pintura no se permitirá cuando la humedad relativa exceda el 85%, conforme lo determine el Fiscalizador, en el sitio de trabajo.

El apresto se lo mezclará mecánicamente, luego se lo cernirá a través de una

mallas metálicas finas o de una doble capa de estopilla de algodón, y se lo rociará. En los lugares en los que presenten dificultades al rociado, se lo aplicará con brocha.

El recipiente del rociador dispondrá de una barra agitadora, de longitud adecuada, que estará en movimiento en todo momento de la aplicación de la mano de apresto, para lograr un buen mezclado.

Si las operaciones de pintado se interrumpen, la pintura de apresto sobrante en la manguera de rociado deberá expulsarse completamente. Una vez aplicada la pintura de apresto de zinc, se evitará el polvo, suciedad y otros depósitos nocivos. Se la dejará secar completamente antes de la aplicación de las manos subsiguientes.

507-5.02.2.Pintura en taller.- A no ser que se especifique otra cosa, toda superficie de acero trabajado en taller será cubierta con una mano de pintura aprobada, después de que el elemento haya sido aceptado por el Fiscalizador y antes de enviarlo a la obra.

A las superficies que no son de contacto y que resultarán inaccesibles luego del montaje, se les aplicará 3 manos de pintura en taller.

Las superficies de contacto armadas en taller no serán pintadas; las armaduras en la obra de campo recibirán una mano de pintura en taller, excepto las superficies de contacto unidas con pernos de alta resistencia, juntas que trabajen a fricción, empalmes principales en los cordones de las armaduras y empalmes en vigas largas que involucren materiales de varios espesores.

A las superficies de contacto armadas en obra que no serán pintadas con una mano en taller, se les aplicará una mano de laca aprobada, si el período de exposición antes de la erección va a ser largo. El acero que se soldará en obra, recibirá una mano de aceite de linaza cocido, u otro protector aprobado, después de terminado el trabajo de soldadura en taller.

Exceptuando los empalmes en columnas y cordones, y las bases de columnas y pedestales, las superficies acabadas a máquina se cubrirán con un inhibidor de corrosión que pueda removerse fácilmente.

Las superficies de hierro y acero fundido, las cuales hayan sido acabadas a máquina, serán pintadas con una mano de pintura, en la misma fábrica o taller.

Antes de su instalación, las superficies de maquinarias que quedarán a la intemperie, se pintarán con dos manos de apresto.

507-5.02.3.Pintura en obra.- Cuando todo el trabajo de montaje haya sido finalizado, la superficie de la estructura será preparada como se especifica en el numeral 507-5.01.

Una vez que la operación de limpieza en obra haya finalizado, se procederá a pintar la estructura con el número de capas que se indique en los planos u ordene el Fiscalizador. No se aplicará la siguiente mano de pintura hasta que la anterior haya secado.

El Contratista, antes de iniciar la operación de pintura, protegerá a la obra como se especifica en la subsección 507-4.

507-6. Pintura para Estructuras de Madera.

507-6.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en la operación de pintura de la madera incorporada a la obra, conforme se indique en los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

A toda madera nueva se le aplicará 3 manos de pintura del tipo indicado en los planos, a menos que otro procedimiento se indique en los documentos contractuales o en las disposiciones especiales. En toda madera que haya sido pintada con anterioridad, el número de manos y el tipo de pintura se indicará en las disposiciones especiales o serán señaladas por el Fiscalizador.

507-6.02. Procedimiento de trabajo.- Cuando lo autorice por escrito el Fiscalizador, la primera mano de pintura podrá ser aplicada en taller, antes de la instalación de la estructura.

Toda pintura agrietada, descascarado o deteriorada, además del polvo y otros materiales nocivos que hubiera sobre las superficies por pintarse, se removerán por medio de un cepillo de alambre, lija o cualquier otro medio aprobado por el Fiscalizador, antes de iniciar el proceso de pintura. El contenido de humedad de la madera no será mayor al 20 por ciento en el momento de la aplicación de la primera mano.

Después de que la pintura aplicada en la primera mano haya secado y una vez instalada la madera, las grietas, orificios de clavos y otras depresiones o agujeros, serán masillados y enrasados con la superficie. La masilla colocada se dejará secar antes de aplicar la segunda mano de pintura.

Los raspados, superficies no pintadas, áreas que no hayan alcanzado el espesor adecuado y otras deficiencias en cualquier capa de pintura, se corregirán a cuenta del Contratista y a satisfacción del Fiscalizador, antes de que las capas siguientes sean aplicadas.

Antes de la aplicación de una mano adicional de pintura, la capa precedente de pintura estará libre de materiales nocivos, y será aprobada por el Fiscalizador.

507-7. Pintura de Hormigón.

507-7.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en la preparación de la superficie, el suministro y aplicación del material necesario para la pintura del hormigón, de acuerdo con lo previsto en las presentes especificaciones o en las disposiciones especiales y de conformidad con lo indicado en los planos o por el Fiscalizador.

507-7.02. Procedimiento de trabajo.- Antes de la aplicación de la pintura, las superficies de hormigón se prepararán aplicándose una brochada o película superficial de mortero ligero de cemento, compuesto de una parte de cemento Portland y una parte de arena fina que pase el tamiz N° 16, o si el Fiscalizador lo ordena, deberá aplicarse un baño de lechada de cemento puro.

Cuando la película de cemento se haya colocado de tal modo que la superficie quede bien sellada, pero antes de que se haya fraguado el mortero, se procederá a enrasarla ya sea manual o mecánicamente, para remover el exceso de mortero y lograr una superficie lisa de textura uniforme.

Luego del proceso de enrasado la superficie terminada se lavará prolijamente con agua y una vez seca se aplicará a ésta un baño de ácido clorhídrico con un 10 a 15 por ciento de concentración. Dicho lavado con ácido servirá para remover completamente cualquier rastro de aceite y dejar la superficie ligeramente áspera. Inmediatamente después del lavado con ácido se volverá a lavar dichas superficies con agua limpia, a fin de remover todo el ácido.

Al momento de la aplicación de la pintura, las superficies de hormigón estarán completamente secas y libres de polvo. Cualquier procedimiento artificial para el secado estará sujeto a la aprobación del Fiscalizador.

La pintura que se aplique a las superficies de hormigón será un esmalte blanco tipo epoxy o cualquier otra que se indique en las disposiciones especiales.

La pintura para hormigón se aplicará en dos capas y cuando la temperatura ambiental sea igual o superior a 15 grados centígrados. No se permitirá la aplicación de la pintura si se sabe que la temperatura descenderá por debajo de 15 grados centígrados durante la aplicación y secado de la pintura. Cada capa se curará completamente antes de la aplicación de la capa subsiguiente.

507-8. Medición y Pago.

507-8.1. Medición.- Las cantidades a pagarse por la limpieza y pintura o únicamente pintura de acero estructural, serán los montos de trabajos aceptablemente ejecutados.

La cantidad a pagarse por la pintura de madera, será el monto global de estos trabajos ejecutados y aceptados.

No se realizarán mediciones separadas por concepto de limpieza, preparación de

las superficies ni por ningún otro trabajo requerido con relación a la pintura de madera.

Las cantidades a pagarse por la pintura de hormigón, será el número de metros cuadrados, medidos en la obra, de trabajos ejecutados y aceptados.

507-8.02. Pago.- Las cantidades globales determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán al precio contractual para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos globales, ya sea por la pintura o por la limpieza y pintura del acero estructural, o por la limpieza, preparación y pintura de madera, o por la preparación de la superficie, suministro y aplicación de la pintura constituirán la compensación total por la limpieza, preparación, suministro y aplicación de la pintura, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

Nº del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
507 (1) Limpieza y pintura del acero estructural.....	Suma global
507 (2) Pintura de acero estructural.....	Suma global
507 (3) Pintura de estructuras de madera.....	Suma global
507 (4) Pintura de hormigón.....	Metro cuadrado (m ²)

SECCION 508. MAMPOSTERIA Y MUROS DE GAVIONES

508-1. Mampostería de Piedra Labrada.

508-1.01 Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de elementos estructurales conformados por piedras labradas, tendidas en hileras regulares, unidas con mortero de cemento, de acuerdo con lo previsto en los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

508-1.02. Materiales.- Las piedras usadas serán de la clase especificada en los planos y satisfarán los requerimientos previstos en la Sección 818. El mortero para unir las piedras en la mampostería satisfarán los requerimientos previstos en la Sección 809.

508-1.03. Procedimientos de trabajo.- Las piedras utilizadas en esta clase de mampostería tendrán un espesor no menor de 30 centímetros ni mayor de 75 centímetros. Si el espesor de las hileras es variable, éstas deberán disminuir desde la base hasta el tope del muro.

Cada piedra podrá tener uno de los siguientes acabados, el cual será indicado en los planos o por el Fiscalizador.

Acabado liso: Tendrá una superficie con variaciones máximas de 1,5 mm con la línea de escuadría.

Acabado fino: Tendrá una superficie con variaciones máximas de 6,5 mm con la línea de escuadría.

Acabado áspero: Tendrá una superficie con variaciones máximas de 13 mm con la línea de escuadría.

Desbastada: Tendrá una superficie con variaciones máximas de 20 mm con la línea de escuadría.

Cara en bruto: Tendrá caras irregulares sin labrar. Las variaciones no excederán en ningún caso de 7,5 centímetros con referencia a la línea de escuadría.

Las piedras serán labradas dándoles el tamaño y forma exacta antes de ser colocadas. El labrado se lo realizará de tal forma que la superficie superior e inferior de cada piedra sean paralelas con la base de asiento.

El mezclado del mortero se lo realizará en una mezcladora de hormigón durante un período no menor de 2 minutos. La proporción será 1:2 de cemento Portland y agregados finos limpios. El mortero se usará dentro de los 45 minutos siguientes a su mezclado.

Cuando el Fiscalizador autorice por escrito el mezclado del mortero a mano, el cemento, arena y cal se mezclarán en seco, en un recipiente impermeable hasta que la mezcla tenga una coloración uniforme, luego se le añadirá el agua para formar una masa plástica.

Las piedras no serán arrojadas o deslizadas sobre la pared para evitar que golpeen o muevan a las ya colocadas. Se deberá utilizar un equipo adecuado para la colocación de piedras de gran tamaño, que no permita que dos hombres las manipulen.

Se saturará y limpiará cada piedra con agua antes de su colocación, y el asiento que deba recibirlas estará limpio y húmedo antes de colocar el mortero.

Las piedras se colocarán, con sus caras de mayor dimensión, horizontalmente en los asientos totalmente cubiertos de mortero; las juntas se cubrirán y enrasarán con el mismo mortero.

El espesor de las juntas y apoyos no será menor de 1 centímetro ni mayor de 5 centímetros, y será uniforme de principio a fin.

Las hileras de la base o cimentación se compondrán de piedra grande. En todas las esquinas y extremos de los muros se colocará piedra selecta, aproximadamente cuadrada y conforme a la alineación establecida.

Después de colocada la piedra, se la golpeará para que el mortero refluya. Deberá conseguirse que las piedras, en las distintas hiladas, queden bien enlazadas en el sentido del ancho del muro, evitando que éste quede dividido en hojas en el sentido del espesor, y levantándose siempre la mampostería interior simultáneamente con la del paramento.

Los trabajos se ejecutarán por capas normales a la dirección de las presiones a que está sometido el muro.

Cuando el espesor del muro sea inferior a 60 centímetros, se colocarán mampuestos de suficiente tizón para atravesarlo en todo su espesor, de forma que exista por lo menos una de estas piezas por metro cuadrado de paramento.

Cuando el espesor sea superior se alternarán, en los tizones, mampuestos grandes y pequeños, para conseguir una trabazón perfecta.

Si en los planos o disposiciones especiales no se especifica ningún tipo de acabado de juntas de paramento, se quitará de estas el mortero y otros materiales extraños, hasta una profundidad no inferior a 5 centímetros; se humedecerán y rellenarán inmediatamente con un nuevo mortero, cuidando que éste penetre perfectamente, hasta el fondo descubierto previamente; el mortero se comprimirá con herramienta adecuada, acabándolo de tal manera

que en el

500 - Estructuras

frente del paramento terminado se distinga perfectamente el contorno de cada mampuesto.

A menos que los planos indiquen una cosa distinta, los apoyos no formarán una línea continua que abarque más de 5 piedras, y las juntas no lo harán en más de dos piedras. Las juntas serán verticales.

En el caso de que alguna piedra sea movida de su posición, ésta será retirada, el mortero quitado y la piedra colocada de nuevo sobre un mortero fresco.

El Contratista tomará las medidas necesarias para la protección de los elementos estructurales de mampostería de piedra, hasta la recepción provisional de la obra.

508-1.04. Mechinales.- Se instalarán drenes a través de la mampostería, como se indique en los planos. Si no se especifica nada en los planos o disposiciones especiales, el Contratista está obligado a dejar en la mampostería mechinales u orificios, regularmente dispuestos, para facilitar la evacuación del agua de la parte posterior de aquella, a razón de 1 por cada 4 metros cuadrados de paramento.

508-1.05. Coronamiento.- Estos tendrán las formas indicadas en los planos, cuando se exija su construcción. Cuando no se requiera su ejecución, la parte superior del muro se terminará con un recubrimiento de piedras de 0,45 a 1,00 metros de largo, y una altura irregular mínima de 15 centímetros. Las piedras se colocarán de modo que la capa superior de recubrimiento forme parte integrante del muro.

508-2. Mampostería de Piedra.

508-2.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de elementos estructurales formados por piedra molón tendidas en hileras regulares, unidas con mortero de cemento, de acuerdo con lo previsto en los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

508-2.02. Materiales.- Las piedras usadas serán de la clase especificada en los planos y satisfarán los requerimientos previstos en la Sección 818. El mortero para unir las piedras en la mampostería satisfarán los requerimientos previstos en la Sección 809.

508-2.03. Procedimientos de trabajo.- Las piedras utilizadas en esta clase de mampostería tendrán un espesor no menor de 20 centímetros y un ancho no menor de 1 1/2 veces su espesor. Ninguna piedra tendrá una longitud menor de 1 1/2 veces su ancho. Las piedras disminuirán en espesor desde la base hasta el tope del muro.

En todas las esquinas y extremos de los muros se colocará piedra selecta,

aproximadamente cuadrada y conforme a la alineación establecida.

No se permitirá labrar o trabajar las piedras una vez colocadas en el muro.

La mampostería será tendida en hileras aproximadamente niveladas. Las hileras de la fundación estarán formadas por piedras largas y seleccionadas. Todas las hileras se tenderán con los asientos de apoyo paralelos al lecho natural del material.

Se limpiará y humedecerá cada piedra antes de ser colocada en obra. El asiento que deba recibirlas estará limpio y húmedo antes de recibir el mortero. Las piedras se colocarán en los asientos cubiertos totalmente de mortero, y las juntas estarán cubiertas y enrasadas con aquel.

Para los paramentos vistos se seleccionarán los mampuestos de tamaño y forma más regulares, desbastándolos, si es necesario, con martillo y trinchante, en formas uniformes, más o menos regulares de acuerdo con los planos.

Salvo lo especificado en los párrafos anteriores, el procedimiento de trabajo, mechinales y coronamiento son los mismos que para los numerales 508-1.03, 508-1.04, 508-1.05.

508.a Enrocado

Este ítem norma el suministro y colocación de enrocado de los tipos y detalles mostrados en los planos, (ver figura 8.508.a). Las áreas de suelos inclinados, deben ser protegidas mediante recubrimiento de enrocado de acuerdo a lineamientos y diferentes tipos de material indicado en los planos.

El hormigón para enrocado suministrado bajo este ítem debe ser para Piedra (Tipo R) (Árido o Grouted); Piedra (Tipo F) (Árido, Grouted ò Mortero); Piedra (común) (Árido ò Grouted); Hormigón colocado neumáticamente (clase II); ò Cemento Estabilizado.

El Enrocado con Arido es definido como piedra de roca, con el requerimiento de llenado de vacíos únicamente con piedra pequeña.

Enrocado con Grouted es definido como piedra de enrocado (tipo R, F ò Común), con el requerimiento de llenado de vacíos con grout después que todas las piedras están en su lugar.

Enrocado con Mortero es definido como piedra de enrocado (Tipo F). Es tendido y pegado e individualmente colocado en cada piedra.

Materiales

MOP - 503 Hormigón estructural.

- 801 Hormigón de cemento portland.

- 504 y 807 Acero de refuerzo.

- 509 Impermeabilización y recubrimiento con mortero colocado

- neumáticamente.
- 805 Aditivos.
- 806 Materiales para juntas.
- 808 Empedrados y adoquines.

Hormigón para enrocado

Deberá ser de la clase B, sino se especifica en los planos.

Refuerzo

Reforzamiento de alambre usado en el hormigón de enrocado deberá consistir de una malla electrosoldada, cumpliendo con los requerimientos del ASTM. A 185.

Piedra de enrocado

Debe ser durable, salida y tener un volumen mínimo y una gravedad específica 2.4.

Piedra (tipo R)

Sino existe ninguna disposición en los planos, todas las piedras, excepto la piedra pequeña de llenado de juntas, deberán pesar entre 25, y 115 Kg cada una y al menos el 50% de las piedras deberán pesar mas de 45 Kg. cada una, las piedras serán colocadas en una capa simple con juntas cerradas.

La superficie del enrocado será barrida con una escoba de fibras rígidas después de colocado grout, las juntas muy abiertas deberán ser rellenadas con piedra pequeña, las piedras mas pesadas deberán ser trasladadas por tierra y no sobre las piedras recién colocadas. Los ejes de las caras superiores de las piedras deberán tener un ángulo aproximado de 90° con el terraplén inclinado.

Piedra (tipo F)

Estas piedras tienen una superficie con un menor ancho liso. Sino existen regulaciones en los planos, estas piedras deberán pesar entre 25 y 115 kilogramos cada una y al menos el 40% de las piedras pesarán mas de 45 kilogramos cada una, las superficies planas deberán ser colocadas sobre la tierra horizontal preparada. Antes de colocar el mortero, las piedras deben ser humedecidas en su totalidad, serán colocadas sobre una cama de mortero fresco y las piedras serán presionadas para que permanezcan en contacto entre ellas. Después que las piedras de mayor tamaño han sido colocadas, todos los espacios o aberturas deberán ser llenados con mortero y en espacios mayores completar con piedra pequeña.

Los excesos de mortero de la superficie serán extendidos uniformemente para completar el llenado de vacíos, en toda la superficie.

Piedra (común)

Las piedras no deberán ser menores de 0,01 M³ en volumen y no menores que 75 milímetros en su menor dimensión. El ancho de la piedra no podrá ser menor que dos veces su espesor. El material usado para piedra de enrocado (común) puede consistir de hormigón removido por agrietamiento en su parte superior obtenido bajo contrato u otras fuentes de aprovisionamiento.

Las piedras deberán ser colocadas en un lecho apropiado, excavado para colocar la base en hilera y luego las otras capas, las piedras bases colocadas en hilera y las capas deberán estar bien ubicadas en el suelo con sus bordes en contacto. Piedra pequeña será usada para rellenar los vacíos en las juntas. La superficie terminada se presentara lisa y bien sellada y a plomo. Después que las piedras han sido colocadas en su lugar, estas deberán ser humedecidas en su totalidad y los espacios se rellenaran con grout.

Hormigón colocado neumáticamente, clase II Deberá ser colocado en concordancia de los detalles y dimensiones indicadas en los planos o establecidas por la Fiscalización.

Inmediatamente siguiendo la operación de terminado, se procederá al curado de acuerdo al MOP - 801.4 curado del hormigón.

Colocación del hormigón neumático se regirá según MOP-509.

El refuerzo deberá ser conformado de acuerdo a las indicaciones establecidas en los planos y mediante ítem del MOP-504 o E.T.C 504.a..

Cemento estabilizado para enrocado Deberá estar conforme a los requerimientos de los planos y a las provisiones de hormigón para enrocado, excepto refuerzo cuando no se requiere.

Medidas Este ítem será medido por m³ del material total colocado en sitio. Los metros cúbicos deberán ser computados, sobre la medida básica y el espesor establecido en los planos.

Pagos Los trabajos ejecutados y materiales suministrados en concordancia con este ítem, serán determinados bajo “MEDIACIONES” y serán pagadas por el costo unitario pactado para el “Enrocado” de varias clases y especificaciones. Este precio deberá ser la compensación por el suministro, transporte y colocación de todo los materiales, incluyendo mortero, grout, refuerzo, fibras geotextiles, materiales premoldeados de juntas de expansión y todas las labores, herramientas, equipos y necesidades incidentales necesarias para completar los trabajos.

También se pagarán todos los trabajos de excavación y relleno, para lo cual se recurrirá a la sección MOP.303.

508.b Paredes de retención

Descripción

Este ítem norma el suministro de materiales y construcción de paredes de retención indicadas en planos. Las cimentaciones de paredes de retención estarán constituidas de hormigón reforzado para zapatas y concreto reforzado resistente para muros.

Las paredes de suelo estabilizado mecánicamente (MSE) estarán constituidas por material selecto con elementos con refuerzo a la tensión y distribuidos uniformemente en su interior y unido a las caras laterales de las paredes de hormigón, estas especificaciones cubren sistemas como tierra armada, tierra contenida y otros sistemas de terraplenes reforzados con malla o franjas de acero.

Materiales

Todos los materiales deberían normarse para los siguientes requerimientos:

MOP - 503.	Hormigón Estructural.
- 801.	Hormigón de Cemento Portland.
- 807.	Acero de Refuerzo.
- 832.4	Galvanización (ETC 832.a).
- 801.4.03	Impermeabilización de estructura.
- 508.1.04	Mechinales.
- 605 Y 822	Drenes y subdrenes.
- 817	Material para mejoramiento de terraplenes y pedraplenes.

Hormigón

Si en los planos no se indica ninguna especificación, el hormigón para paredes de retención deberá regirse por lo siguiente:

TABLA 8.3:

Fundido en sitio, reforzado	- Clase "C".
Fundido en sitio, no reforzado	- Clase "A".
Prefabricados	- Clase "H", $f'c = 28.0$ Mpa.

Todos los elementos en contacto con el suelo deberían ser galvanizados o cubiertos por epóxicos cuyo espesor de recubrimiento no será menor de 0,45 milímetros.

Llenado de juntas, rellenos, impermeabilizantes y otros materiales que inciden deberán estar indicados en planos y aprobados por la Fiscalización.

Material de relleno

El material de relleno para la cimentación de las paredes de retención, estará de acuerdo con la sección: MOP-817 “Material para mejoramiento de Terraplenes y Pedraplenes”.

El relleno para Estabilización Mecánica de Suelos (MSE) de paredes deberán estar libres de material orgánico o cualquier otro material que produzca deterioro.

Muros de suelos estabilizados mecánicamente (MSE)

Los refuerzos pueden ser elementos no metálicos o elementos metálicos recubiertos con epóxicos cuando el relleno no cumpla con el ph y requerimientos de resistibilidad. Elementos de refuerzo metálicos recubiertos de epóxico pueden ser utilizados solamente cuando estén indicados en los planos o sean aprobados por la Fiscalización. Cuando se usa el sistema no metálico o elementos recubiertos con epóxico debe utilizarse material de relleno cuyas partículas deberán tener un tamaño máximo de 19 milímetros.

Si no hay especificaciones en los planos, el constructor deberá tener la opción de estabilizar el relleno para paredes de MSE con el 5% de cemento portland por masa seca del material de relleno.

Cuando el cemento es utilizado para estabilizar el relleno, drenajes provisionales deben ser previstos e indicados en los planos. Cuando se usa cemento para la estabilización del relleno, graduación, ph y pruebas de resistibilidad deberán ser tomadas sobre las muestras. Pruebas para determinar el ángulo de fricción interna no son requeridas.

Diseños alternativos de paredes de retención, deben ser indicados en los planos y el contratista tiene la opción de ejecutar uno de ellos.

Es necesario realizar un programa de distribución tanto de paredes como de elementos de paredes cuando se utilizan elementos prefabricados.

Esté reparto o distribución consistirá, de las formas y dimensiones de paredes; tamaño, cantidad y detalles del acero de refuerzo; cantidad de elementos, tipo, tamaño, detalles de conexiones y algún otro detalle necesario.

En el plan de colocación de paredes se deberá considerar el alineamiento horizontal y vertical de éstas, en los planos deberán incorporarse todos los detalles necesarios como drenajes, conducción eléctrica etc., para completar los

trabajos.

En los cálculos y diseños deberán incluir todos los parámetros usados, incluyendo tipo de material, valores del esfuerzos asumidos y permitidos.

Métodos de construcción

Específicamente deberá ejecutarse de acuerdo al diseño establecido en los planos y con los siguientes requisitos.

- MOP- 303 Excavación de terreno
- 304 Excavación de préstamo
- 305 Terraplenado
- 503.7 Elementos prefabricados de hormigón armado.
- 509 Impermeabilización y revestimiento con mortero colocado neumáticamente
- 822 Tubos de drenaje, (ETC 822.b)

Con anterioridad a la construcción de la pared, el suelo de cimentación será compactado con rodillo vibratorio liso u otro rodillo aprobado por la Fiscalización. Alguna cimentación inestable deberá ser removida y reemplazada. Localización de tubos y perforaciones deben ser ejecutadas con anterioridad a la construcción de la pared de retención.

Filtros geotextiles deberán ser colocados atrás de todas las juntas de las paredes y en la intersección de las paredes con otras estructuras incluyendo ripio o graba, los filtros geotextiles deberán cubrir las juntas un mínimo de 150 milímetros de cada lado y buscar un mecanismo de sujeción en el lugar.

Cualquier operación que provoque en el deterioro de las paredes debe ser discontinuada y sus paredes deberán ser reemplazadas o reparadas de acuerdo a la aprobación de la Fiscalización.

Tolerancias de alineamiento vertical y horizontal, no deberán excederse de 20 milímetros, medido a lo largo de 3 metros del borde recto. La máxima tolerancia para desplome de paredes desde la parte inferior hasta la parte superior, es de 13 milímetros por cada 3 metros de altura de la pared.

La colocación del relleno deberá ser ejecutada, siguiendo el montaje de las paredes.

En cada nivel de refuerzo, el relleno debe ser nivelado y compactado antes de colocar el refuerzo y este refuerzo debe ser colocado perpendicular a las paredes.

En cada nivel de fundación, el nivel del hormigón debe ser previsto según las indicaciones dadas en los planos.

Los niveles del relleno realizados con madera, estarán colocadas en el lugar por lo menos 24 horas antes del inicio del montaje de las paredes.

El espesor normal de alzado debe ser 200 milímetros, pero el contratista puede incrementar o disminuir el espesor, si es necesario, para obtener el espesor requerido. La compactación debe ser ejecutada de tal manera que no se permita daños al sistema de refuerzo.

Para sistemas utilizados de suelos reforzados no metálicos, cada capa de reforzamiento deberá ser pretensionada para luego aflojar antes de colocar el relleno, los artefactos deberán tener la capacidad de soportar, la fuerza requerida. Antes de iniciar los trabajos el constructor deberá demostrar al Ingeniero el método propuesto para el reforzamiento pretensionado.

Sino existe especificación en los planos y relleno de material rocoso es utilizado, cada capa de relleno debe ser esparcido y compactado según los requerimientos y la extensión necesaria, a continuación se obtiene la densidad especificada que se regirá por las siguientes recomendaciones:.

LOCALIZACIÓN	PORCENTAJE DE DENSIDAD
Arriba, a un (1) metro bajo el Nivel de vía (Vía de rodamiento y Espaldones)	No menos que el 95%
Todas las otras áreas	No menos que el 90%

La parte superior a 0.6 metros de la roca de relleno, no deberá contener piedras más grandes de 75 milímetros pero si contener los suficientes finos para llenar los vacíos y obtener una optima compactación.

Cuando el relleno de material rocoso es usado, algunos tipos de filtros geotextiles deberán ser puestos en contacto con las juntas de paredes para cubrir el relleno de material rocoso, con anterioridad al colocado de la capa de 0.6 metros.

El contratista deberá tomar todas las precauciones para evitar emposamientos de agua en la superficie o lluvias que puedan dañar las paredes de retención durante la construcción.

Revestimiento de alambre La malla de revestimiento estará formada por un doblez de 90° de la malla de refuerzo del suelo y tendrá un amarre previo al doblez para conectar a la malla de refuerzo del suelo por la parte superior. La galvanización se efectuará una vez que la malla este fabricada.

Dispositivos de refuerzo de suelo y de unión Todos los dispositivos de refuerzo y de unión deberán ser inspeccionados para asegurar que se ajustan al tamaño prescritos y que estén libres de defectos que puedan perjudicar su

resistencia y durabilidad y son los siguientes:

- Franjas de refuerzo.- AASHTO M 223.
- Malla de refuerzo.- AASHTO M 32.
- Franjas de amarre.- ASTM A 570, Grado 50 o equivalente.
- Empotramientos arrollados.- AISI C 1035.
- Grasa para empotramiento arrollado.
- Perno de arrollamiento.- ASTM A 536.
- Sujetadores (Galvanizados según AASHTO M 164).
- Pasadores de conexión .- ASTM A 36

508-3. Gaviones.

508-3.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de gaviones para muros, estribos, pilastras, defensas de cimentaciones, fijación de taludes o terrenos deslizantes y, en general, para obras de protección de otras estructuras, de acuerdo con lo previsto en los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

Los gaviones estarán formados por cajas de tela metálica hecha de alambre de hierro galvanizado, que se rellenarán de piedra o grava.

Los gaviones estarán formados por un tejido metálico de triple torsión, construido con alambre galvanizado de diámetro superior a 2 mm.

El tejido será de la forma y dimensión requeridas por el tamaño de la piedra. En todo caso el área máxima de cada abertura de la malla no será mayor de 150 centímetros cuadrados, para alambre de 2,5 mm. y 35 centímetros cuadrados, para alambre de 2 mm. Podrán usarse alambres de diámetro superior utilizando un diseño aprobado por el Fiscalizador.

Las aristas y los bordes del gavión estarán formados por alambres galvanizados cuyo diámetro será como mínimo 1,25 veces mayor que el del tejido.

Las costuras de los paramentos que constituyen el gavión, la tapa y las de los gaviones entre sí, se las hará con alambre galvanizado.

La piedra a emplearse en el relleno de gaviones será natural o procedente de cantera, de una calidad tal que no se desintegre por la exposición al agua o a la intemperie, y aprobada por el Fiscalizador.

El tamaño mínimo de las piedras será el indicado en los planos y disposiciones especiales. Dicho tamaño será, en todo caso, superior a la abertura de la malla del gavión.

La forma y dimensiones de los gaviones serán las indicadas en los planos; en todo caso, una vez montados, tendrán una forma regular, sin alabeos ni

deformaciones, tanto si se trata de gaviones paralelepípedos como cilíndricos.

508-3.02. Materiales.- Tanto el tejido metálico como la piedra a emplearse en la construcción de gaviones satisfarán las exigencias previstas en la Sección 819 de las presentes especificaciones.

508-3.03. Procedimiento de trabajo.- Antes de la construcción de los muros de gaviones se preparará el terreno base, respetando las cotas anotadas en los planos.

Los gaviones se extenderán en el terreno base, antes de rellenarlos, sujetando los vértices de su base con barras de hierro, estacas u otros medios aprobados por el Fiscalizador. Se montarán cosiendo sus aristas con alambre galvanizado e al menos 2 mm. de diámetro, y se atarán igualmente con alambre galvanizado a los gaviones ya colocados.

En el relleno, se procurará colocar las piedras de mayor tamaño, en los paramentos del gavión. El relleno se efectuará de modo que quede el menor número posible de huecos, tomando las precauciones señaladas anteriormente y, en general, todas las que, a juicio del Fiscalizador, sean necesarias para evitar deformaciones.

Una vez efectuado el relleno se cerrará el gavión, cosiendo la tapa con la misma clase de alambre empleado en las ligaduras.

508-4. Medición y Pago.

508-4.01. Medición.- La cantidad a pagarse por mampostería de piedra labrada y piedra molón o por muros de gaviones, será el número de metros cúbicos medidos en la obra, de trabajos ordenados, ejecutados y aceptados.

508-4.02. Pago.- La cantidad determinada en la forma indicada en el numeral anterior, se pagará al precio contractual para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Este precio y pago constituirá la compensación total por suministro y transporte de materiales, la preparación del mortero, en caso de mampostería de piedra, y el suministro y transporte de materiales, colocación de la malla y de las piedras, en caso de muros de gaviones; así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

Nº del Rubro de Pago y Designación

Unidad de Medición

508 (1) Mampostería de piedra labrada.....	Metro cúbico (m ³)
508 (2) Mampostería de piedra molón.....	Metro cúbico (m ³)
508 (3) Gaviones.....	Metro cúbico (m ³)

SECCION 509. IMPERMEABILIZACION Y REVESTIMIENTO CON MORTERO COLOCADO NEUMATICAMENTE

509-1. Impermeabilización.

509-1.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro y aplicación de material asfáltico a la superficie del hormigón y estará compuesta por una aplicación de material impresor y dos aplicaciones de asfalto, de conformidad con lo indicado en los planos y lo ordenado por el Fiscalizador.

509-1.02. Materiales.- Los materiales a utilizarse cumplirán las exigencias de la Sección 803, exceptuando la granulometría, la cual constará en las especificaciones particulares de la obra.

509-1.03. Procedimientos de trabajo.- Todas las áreas de hormigón por impermeabilizarse estarán razonablemente lisas, secas y limpias, totalmente libres de polvo y otros materiales nocivos.

No se impermeabilizará en condiciones climáticas de alta humedad, ni cuando la temperatura sea menor a 13 grados centígrados, excepto si el Fiscalizador autoriza la ejecución de estos trabajos.

Cuando se encuentre la superficie seca y limpia se aplicará una imprimación y se dejará secar antes de aplicar el recubrimiento de asfalto.

Se aplicará el asfalto a una temperatura entre 150 grados centígrados como mínimo y 175 grados centígrados como máximo. Al secarse la primera mano, se procederá a aplicar la segunda, tomando precauciones de no dejar áreas de la primera capa sin cubrirse.

509-2. Revestimiento con Mortero Colocado Neumáticamente.

509-2.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en el revestimiento superficial de taludes, canales y obras similares, mediante mortero colocado con soplete neumático de acuerdo con las presentes especificaciones, los planos y lo ordenado por el Fiscalizador.

509-2.02. Materiales.- El mortero a colocarse neumáticamente satisfará los requerimientos exigidos en la Sección 832.

509-2.03. Procedimientos de trabajo.- La superficie y espesor del revestimiento, la colocación del acero de refuerzo cuando se requiera y demás operaciones, se ejecutarán según lo indicado en los planos y de acuerdo con las presentes especificaciones.

509-2.03.1.Preparación de la superficie a revestirse.- Cuando el mortero colocado neumáticamente sea utilizado sobre un talud de corte o de terraplén, el área por cubrirse se limpiará, recortará y acabará en las alineaciones, pendientes y dimensiones indicadas en los planos y las fijadas por el Fiscalizador. El área deberá ser firme y ligeramente humedecida para recibir el revestimiento.

Cuando se indique en los planos la forma del revestimiento se utilizarán tiras de madera para juntas, las mismas que serán apuntaladas o arriostradas en la parte posterior o formando paneles. Para la determinación del espesor se usarán alambres o hierros que serán hincados previamente en el terreno y servirán a su vez para determinar las pendientes y superficies de acabado.

509-2.03.2.Colocación del mortero.- La superficie en la cual el mortero va a ser colocado neumáticamente no estará mojada, pero si lo suficientemente húmeda para permitir la absorción y adherencia.

La salida del material a través de la boquilla tendrá una velocidad uniforme y un ritmo determinado, según las condiciones de trabajo y de tal manera que se produzca un rebote mínimo de mortero.

El manejo de la maquinaria será de acuerdo a las instrucciones del fabricante.

Todo material que ha permanecido mezclado por un tiempo mayor de 45 minutos y no ha sido utilizado, se rechazará a menos que el Fiscalizador lo indique de otra manera.

509-2.03.3.Acabado.- Una vez que el mortero ha sido colocado lo más cerca posible del espesor requerido, la superficie será chequeada por una plantilla. Cualquier punto bajo o depresión que se encuentre, deberá rellenarse hasta el nivel adecuado con una cantidad adicional de mortero, de tal manera que la superficie terminada sea razonablemente lisa y uniforme de acuerdo al tipo de trabajo que se esté realizando.

509-2.03.4 Curado.- El mortero colocado neumáticamente será curado de acuerdo a lo especificado en el numeral 503-4.03.

509-3. Medición y Pago.

509-3.01. Medición.- La cantidad a pagarse por impermeabilización o por el mortero colocado neumáticamente será el número de metros cuadrados de superficie tratada y aceptada o de superficie realmente revestida y aceptada, medidos en la obra, a lo largo del talud del área por cubrirse.

El acero de refuerzo, cuando se haya utilizado para el mortero colocado neumáticamente, se medirá de acuerdo a lo indicado en la Sección 504.

Cualquier movimiento de tierras que se requiera para la colocación de mortero

se medirá de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 200 de las presentes especificaciones.

Se considerará incluido en el rubro de mortero colocado neumáticamente toda compensación por la construcción de juntas y drenes que sean requeridos para este trabajo y no se medirán por separado tales rubros de trabajo.

509-3.02. Pago.- Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán al precio contractual para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Este precio y pago constituirá la compensación total por preparación de la superficie por impermeabilizarse o revestirse, suministro de materiales y colocación de la membrana en caso de impermeabilización o el trabajo clasificado como de movimiento de tierras, suministro de materiales, mezclado y colocación del mortero; así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

N° del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
509 (1) Mortero de cemento colocado neumáticamente...	Metro cuadrado (m ²)
509 (2) Impermeabilización.....	Metro cuadrado (m ²)

SECCIÓN 510 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE MATERIALES.

510-01. Descripción.- Consiste en la colocación de acuerdo con los planos, especificaciones ambientales particulares o de conformidad con la orden del Fiscalizador para la colocación de cierto tipo de estructuras que retendrán la caída de materiales a la vía, producto de la inestabilidad de taludes, erosión hídrica o eólica, etc.; esta sección es aplicable en las etapas de construcción y mantenimiento viales.

510-02. Procedimiento de Trabajo.- El Contratista de acuerdo a lo indicado anteriormente y previendo las condiciones del pasivo ambiental, previa autorización del Fiscalizador colocará las siguientes estructuras como medida de prevención:

1. Muros de contención y tabiques; abra que considerar medidas adicionales tales como drenaje y subdrenaje.
2. Muros de cajón con piezas prefabricadas; recomendables para su construcción en los pies de los taludes de corte, cuya altura supera los 15 metros.
3. Contrafuertes; su empleo se lo hará cuando el pasivo ambiental (derrumbe o deslizamiento) sea un elemento de riesgo a mediano plazo.
4. Pilotes; su función la retención de material que afectaría la estructura vial; se puede usar también: tubería usada en la perforación de petróleos, postes de hormigón y tablestacados.

510-03. Medición y Pago.- Las mediciones y pago se harán de acuerdo con la estructura escogida y de conformidad con lo indicado para cada caso en las Especificaciones MOP-001-F-200

SECCION 511 ESCOLLERAS Y REVESTIMIENTOS

511.1.01. Descripción Este trabajo consistirá en la protección de los taludes, riberas y cunetas mediante escollera de piedra suelta, gaviones , geotubos y revestimientos de hormigón, mampostería de piedra o mortero a presión en los sitios indicados en los planos u ordenados por el Fiscalizador y de acuerdo con los detalles y dimensiones que consten en los planos o instrucciones respectivas.

511.1.02. Procedimientos de trabajo.

511.1.02.1 Escollera de piedras sueltas Las piedras a utilizarse deberán ser duras y de calidad que no se desintegren al estar expuestas al agua y a la intemperie; deberán cumplir con los requisitos exigidos en la parte donde se trata de piedra y mortero para mampostería y hormigón ciclópeo en estas Especificaciones, en cuanto a su durabilidad. El 75% de las piedras individuales deberán ser de un volumen mayor de 30 decímetros cúbicos. En todo caso el tamaño estará definido por los cálculos técnicos realizados para evitar la erosión.

Las piedras se colocarán a mano, salvo que en las especificaciones especiales se permita el empleo de equipo mecánico, con su máxima dimensión, paralela al plano de talud. Se deberá dejar un mínimo posible de vacíos, que en todo caso se rellenarán con piedra más pequeñas, las que se servirán para acuñar sólidamente las piedras grandes en su sitio.

Para el caso de piedras de defensa para escollera en riberas de mar, deberán utilizarse piedras de las siguientes características:

Tipo :	Caliza Conchífera, conocida como Arenisca marina
Peso Especifico :	2, 28 Ton/m3 mínimo
Peso promedio :	6 a 8 Ton/unidad
Tamaño :	1,5 m. de arista
Medición :	Tonelada métrica (1.000 kg.)

La cara exterior de la escollera deberá quedar razonablemente uniforme, sin resaltos mayores de 15 cm. fuera de la línea general del paramento.

En la cara interior y base de la escollera deberá ser protegida con un geotextil no tejido para evitar el arrastre del material fino que deberá cumplir las características y especificaciones mínimas según tabla 511.1.1.

La escollera de piedra puede encapsularse en una geomalla biaxial para crear un colchón y en la cara interior y base deberá colocarse un geotextil no tejido para evitar el arrastre de finos. La geomalla deberá cumplir con las características y especificaciones mínimas según tabla 511.1.2. y los geotextiles no tejidos deberán cumplir las características y especificaciones de la tabla 511.1.1.

TABLA 511.1.1

**CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL
GEOTEXTIL NO TEJIDO UTILIZADO PARA ESCOLLERAS Y
REVESTIMIENTOS**

PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	VALOR
MECANICAS			
Método Grab	ASTM D-4632		
Resistencia a la Tensión		N (lb)	800 (180)
Elongación		%	>50
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D-4833	N (lb)	460 (103)
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D – 4533	N(lb)	320 (72)
Método Mullen Burst	ASTM D-3786		
Resistencia al Estallido		kPa(psi)	2210(320)
HIDRÁULICAS			
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D-4751	mm(No.Tamiz)	0.15 (100)
Permeabilidad	ASTM D-4491	cm/s	40×10^{-2}
Permitividad	ASTM D-4491	s^{-1}	1.80
Espesor	ASTM D-5199	Mm	2.20
Rentensión de Asfalto	TEXAS DOT3099	Lt/m ² (gal/yd ²)	NA
PRESENTACIÓN			
Tipo de Polímero	Fabricante		Polipropileno
Ancho del Rollo	Medido	m	3.8
Largo del Rollo	Medido	M	100
Área del Rollo	Calculado	m ²	380

TABLA 511.1.2

**CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA
GEOMALLA BIAxIAL UTILIZADA PARA ESCOLLERAS Y
REVESTIMIENTOS**

PROPIEDAD	METODO DE ENSAYO	UNIDAD	VALOR
TAMAÑO DE APERTURA	I.D. Calipered ²		
MD (Sentido Máquina)		Pulg.	1.8(nom.)
XD (Sentido Contrario Máquina)		Pulg.	2.0(nom.)
ESPEJOR	ASTM D 1777-64		
COSTILLA		Pulg.	0.07 (nom.)
JUNTA		Pulg.	0.20 (nom.)
REFUERZO			
RIGIDEZ FLEXURAL	ASTM D 1388-64 ⁴		
MD		mg-cm	750,000 (min)
XD		mg-cm	1,000,000 (min)
MODULOS DE TENSION	GRI-GG1-87 ⁵		
MD		lb/ft	21,500 (min)
XD		lb/ft	22,500 (min)
ESFUERZO JUNTAS	GRI- GG2-87 ⁶		
MD		lb/ft	1,350 (min)
XD		lb/ft	1,440 (min)
MATERIAL			
POLIPROPILENO	ASTM D4101	%	97 (min)
MD Sentido del rollo longitudinalmente XD Sentido del rollo transversalmente.			

511.1.02.2. Gaviones Los gaviones para revestimiento deben cumplir con lo establecido en la subsección 508.3 de estas Especificaciones.

511.1.02.3. Revestimiento El revestimiento de taludes se efectuarán en los sitios indicados en los planos o por el Fiscalizador, empleando hormigón simple o armado, hormigón colocado en fundas de fibra sintética (bolsacretos), mampostería de piedra o mortero a presión conforme sea estipulado.

El hormigón armado que se utilice será de clase B excepto si en los planos o especificaciones especiales se estipule otra clase. La armadura será de malla de alambre o de barras de acero de refuerzo, conforme se indique en los planos. El hormigón simple será de clase B o C de acuerdo con lo estipulado en el contrato.

El hormigón en fundas de fibra sintética (bolsacretos) será de clase “C” mezclado en sitio. Los bolsacretos se colocarán traslapados y alternados sobre el talud, en la forma señalada en los planos o indicadas por el Fiscalizador, y cumplirán con las características y especificaciones indicadas en la tabla 511.1.5.

La mampostería para revestimiento deberá cumplir las exigencias de la sección donde estas Especificaciones tratan de mampostería de piedra. El mortero a presión será constituido conforme se indique en la sección que trata de asuntos diversos en estas Especificaciones, y deberá ser colocado neumáticamente en los sitios señalados en los planos o por el Fiscalizador, con el equipo adecuado que cuente con la aprobación del Fiscalizador.

Cuando se trate de proteger un talud contra la acción erosiva de las aguas del curso adyacente, el revestimiento se hará desde el nivel de cimentación del revestimiento fijado en los estudios hasta 50 cm. sobre el nivel estimado de la creciente máxima, de no estar señalado otro procedimiento en los planos.

Los detalles de la cimentación del revestimiento, además de los otros detalles de construcción, constarán en los planos o serán indicados por el Fiscalizador.

Las excavaciones requeridas específicamente para la colocación de pedraplenes y revestimientos se considerarán como excavaciones para estructuras, con excepción de la excavación para el revestimiento de cunetas, la que será considerada con excavación para cunetas.

511.1.03. Medición El volumen de las excavaciones para trabajos de revestimiento será determinado y pagado de acuerdo a lo indicado para los rubros: Excavación y relleno para estructuras o Excavación para cunetas, según el caso. La cantidad de escollera de piedras sueltas a pagarse será el número de metros cúbicos efectivamente colocados y aprobados, lo mismo que los gaviones. Los revestimientos de hormigón simple y mampostería se pagarán por los metros cúbicos realizados y aceptados, medidos en obra.

El hormigón en fundas de fibra sintética será medido por metro cúbico, volumen que se determinará al hacer la mezcla del hormigón.

La cantidad de mortero a presión a pagar será el número de metros cuadrados de superficie efectivamente cubierta con mortero de acuerdo a los requisitos del contrato, medidos en el plano de talud revestidos.

ESPECIFICACIONES TECNICAS BOLSACRETOS

DESCRIPCION	UNIDADES	TIPO	
		1	2
Capacidad	m ²	1	2
Resistencia al Punzonamiento ASTM D - 4833	N(lb)	390	390
Resistencia al Estallido ASTM D - 3786 (Metodo Mullen)	Psi	320	320
Resistencia al Rasgado Trapezoidal ASTM D - 4533	N(lb)	240	240
Resistencia a la Tension Grab ASTM D - 4632	N(lb)	690	690
DIMENSIONES INTERNAS			
Ancho	Cm	120	185
Largo	Cm	240	270
DIMENSIONES EXTERNAS (LLENO)			
Ancho	Cm	120	185
Largo	Cm	240	270
Alto	Cm	40	45
DIMENSIONES VALVULA LLENADO			
Ancho	Cm	35	35
Largo	Cm	50	50
Boca	Cm	22	22
Costura	Tipo	Doble	Doble

TABLA No. 511.1.5

511.1.04. Pago Las cantidades determinadas de acuerdo a lo indicado en el numeral anterior se pagará a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pago constituirán la compensación total por la construcción de

pedraplenes y revestimiento, incluyendo toda la mano de obra, materiales, transporte, herramientas, equipo y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta subsección.

No. del Rubro de Pago y Designación		Unidad de Medición
511-1(1)	Escollera de Piedra Suelta.....	Metros cúbico (m3)
511-1(1)a	Piedra de defensa para Escollera.....	Ton. métrica (1.000 Kg.)
511-1(2)	Ver subsección	508-3.....
511-1(3)	Revestimiento de Hormigón Armado.....	Metros cúbico (m3)
511-1(4)	Revestimiento de Hormigón simple.....	Metros cúbico (m3)
511-1(5)	Revestimiento de Hormigón en fundas de fibra sintética (bolsacretos).....	Metros cúbicos (m3)
511-1(6)	Revestimiento de mampostería de Piedra.....	Kilogramos
511-1(7)	Revestimiento de mortero a Presión.....	Metros cuadrados (m2)
511-1(8)	Revestimiento de geotextil.....	Metros cuadrados(m2)
511-1(9)	Revestimiento de geomalla Biaxial.....	Metros cuadrados(m2)
511-1(10)	Geotubos de Fibra Sintética	Metro Lineal (m)

SECCIÓN 512 CONTROL DE CÁRCAVAS.

512-01. Descripción.- Consiste en la construcción o colocación de diques o pequeñas barreras u obstáculos transversales a la dirección de flujo en la cárcava, a fin de disminuir la velocidad del agua y favorecer la sedimentación de las partículas que lleva el agua en suspensión.

El propósito es controlar el efecto de socavamiento en el lecho de la cárcava que producen las escorrentías superficiales que decurren por la calzada vial.

512-02. Procedimiento de Trabajo.- Si las especificaciones ambientales particulares no contemplan nada respecto al tema, será el Contratista quien presente al Fiscalizador la localización de las cárcavas, su longitud y sugerir para la aprobación alguno de los métodos a indicarse a continuación:

512-02.1. Diques transversales de contención.- Serán construidos con rocas sueltas o material bien graduado a fin de permitir el paso del agua y la retención de material. Los espesores de los bordes superior e inferior del dique están en función del ancho de la cárcava, al igual que su altura efectiva, que no deberá sobrepasar entre 0.5 1.2 metros por cuestiones de estabilidad.

Los diques deberán ir empotrados en el fondo (de 30 a 50 cm) y en las paredes laterales de la cárcava.

El espaciamiento entre diques está en función de la pendiente del cauce de la cárcava, de tal forma que cuando mayor es la pendiente menor resulta el espaciamiento entre diques.

En algunos casos, al pie del dique se construye un colchón hidráulico, ya sea con piedras, ramas o paja, a fin de disipar la energía cinética del agua y evitar que el golpe del agua socave la base del dique y cause el derrumbe o volteo de la estructura.

512-02.1.1. Diques de matorral.- Son usados para el control de cárcavas pequeñas y donde su construcción es accesible; se usan postes de madera a manera de soportes conjuntamente con matorrales. La altura recomendable para la estructura estará comprendida entre 0.5 y un metro. Los postes y matorrales serán provenientes de la zona; el costo de construcción es relativamente bajo.

512-02.1.2. Diques de malla de alambre.- Consisten en estructuras de alambre estacadas en el lecho de la cárcava y tienen un costo igualmente bajo. Se colocan matorrales o roca a la par de la malla para atrapar el sedimento. Estas estructuras son de fácil construcción pero no son duraderas en cárcavas que lleven mucho arrastre.

La construcción de los diques se iniciará desde la parte más alta de la cárcava hacia

abajo, con el fin de disminuir o controlar el escurrimiento superficial que se pueda presentar durante la construcción.

En general, se utilizarán solo materiales de la zona o naturales disponibles en zonas adyacentes.

La combinación de los procesos constructivos indicados anteriormente dará resultados satisfactorios.

512-02.2. Estructuras rígidas.- Para el control de cárcavas se pueden construir estructuras impermeables y resistentes a climas fuertes, alta humedad y corrientes torrenciales, tales como los que se indican a continuación:

Sacos de suelo – cemento;

Concreto;

Mampostería o

Metal.

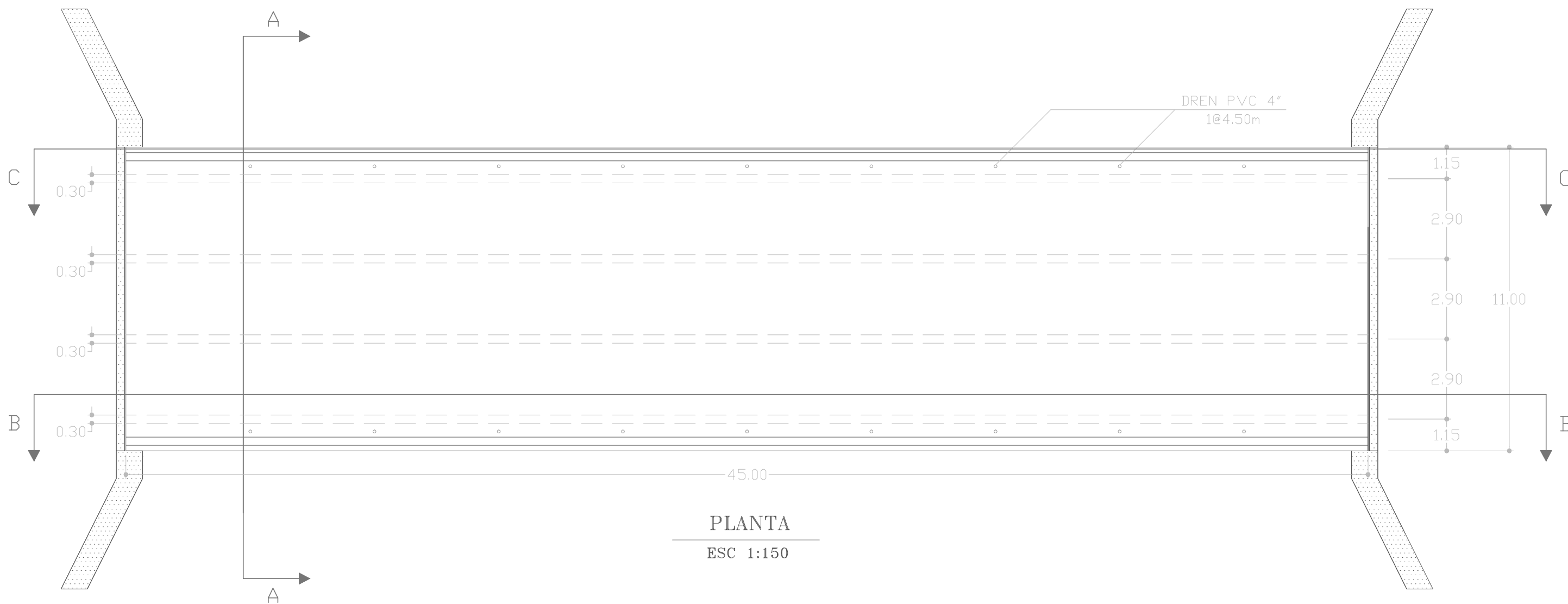
512-03. Medición.- La medición se la hará por unidad de control colocada en el sitio y a conformidad del Fiscalizador.

512-04. Pago.- Los precios y pago constituirán la compensación total por la construcción de los diques, incluyendo toda la mano de obra, materiales, herramientas, equipo y operaciones conexas a la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

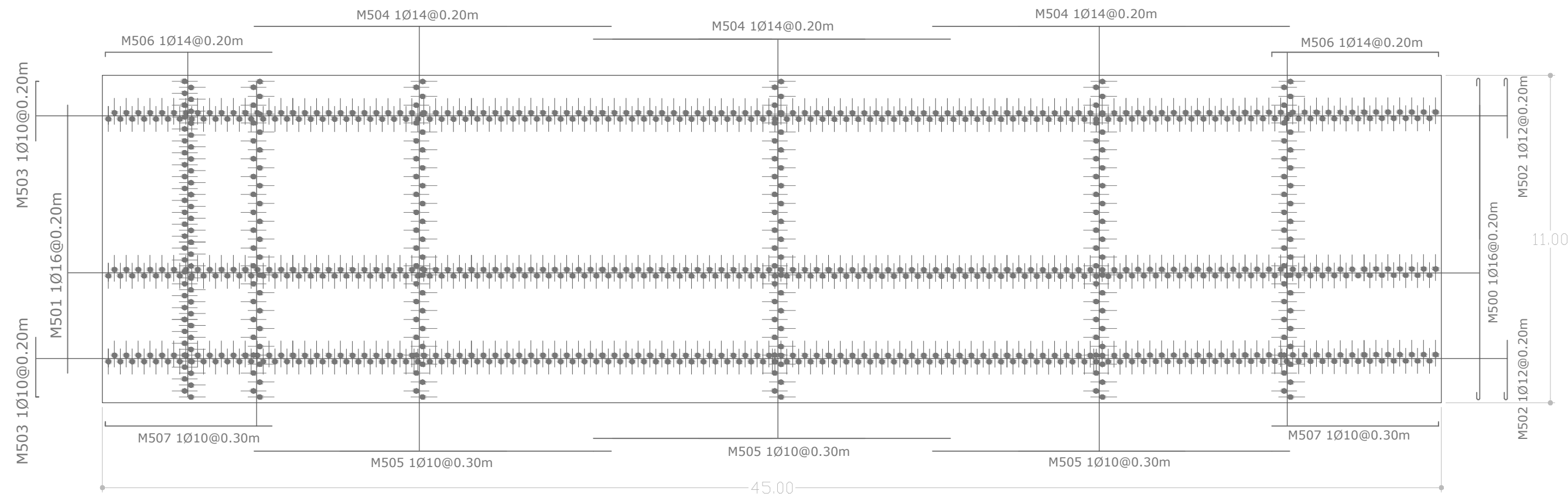
No. del Rubro de Pago y Designación	Unidad de Medición
512- (1) Diques para control de cárcavas.....Unidad	

ANEXO 6

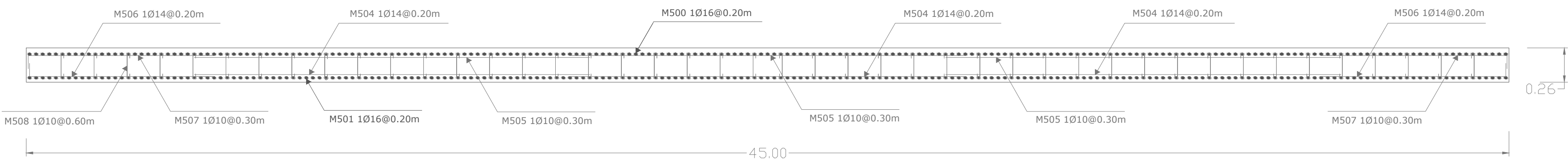
PLANOS DE DISEÑO



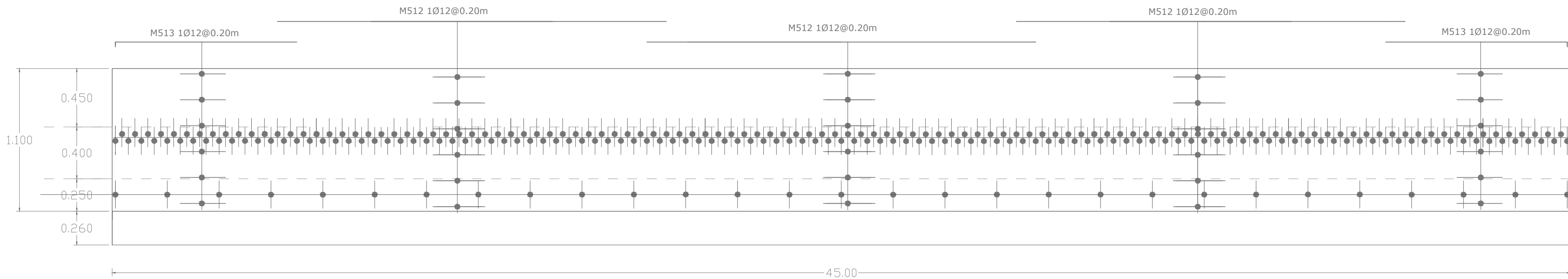
PLANTA
ESC 1:150



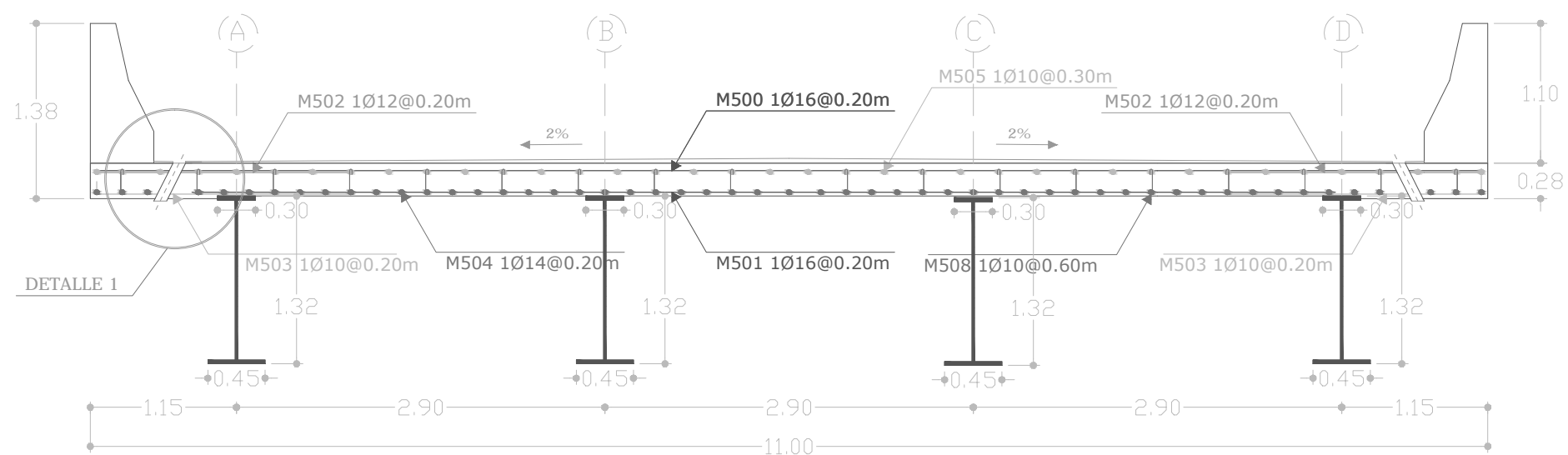
ARMADURA DEL TABLERO
ESC 1:150



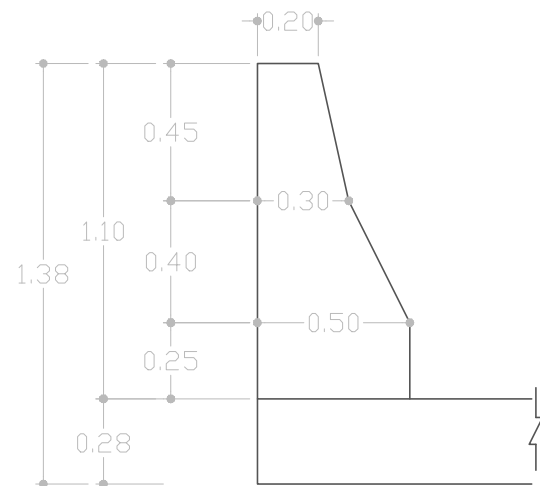
CORTE B-B
ARMADURA DEL TABLERO EN SECCIÓN LONGITUDINAL
ESC VERTICAL 1:25
ESC HORIZONTAL 1:100



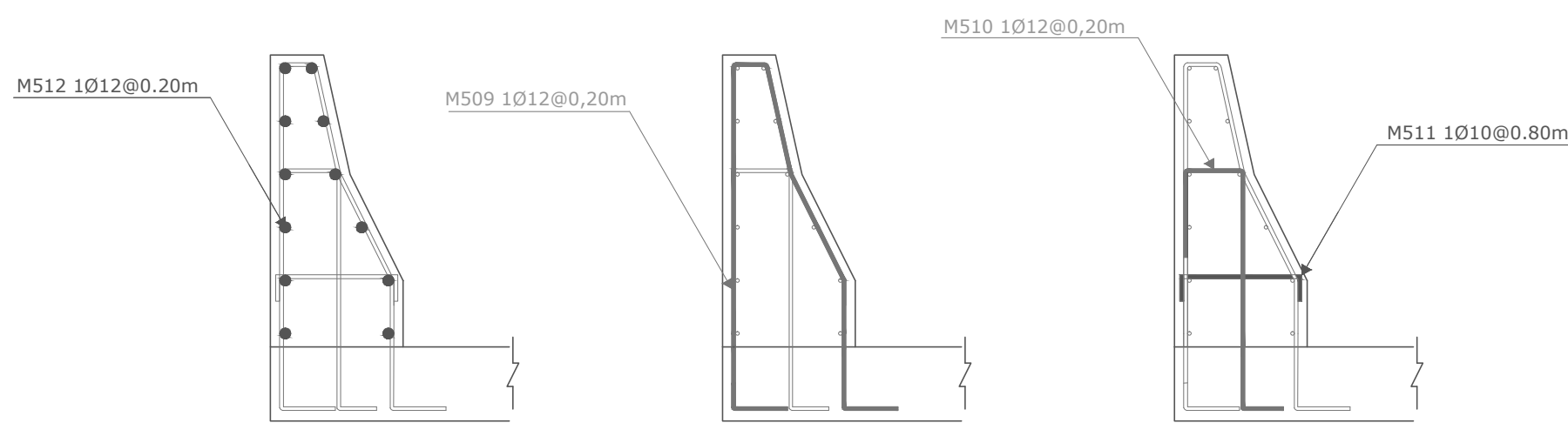
CORTE C-C
ARMADURA DEL PARAPETO EN SECCIÓN LONGITUDINAL
ESC VERTICAL 1:25
ESC HORIZONTAL 1:100



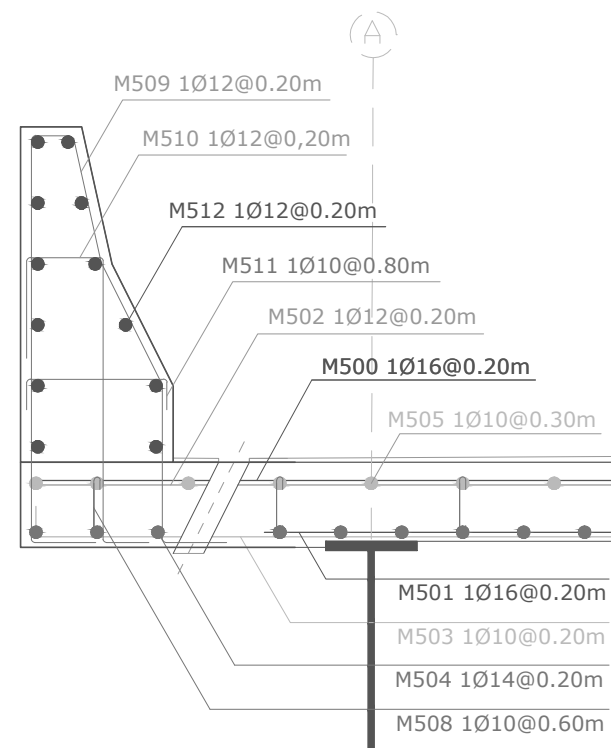
CORTE A-A
ARMADURA DEL TABLERO EN SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC 1:50



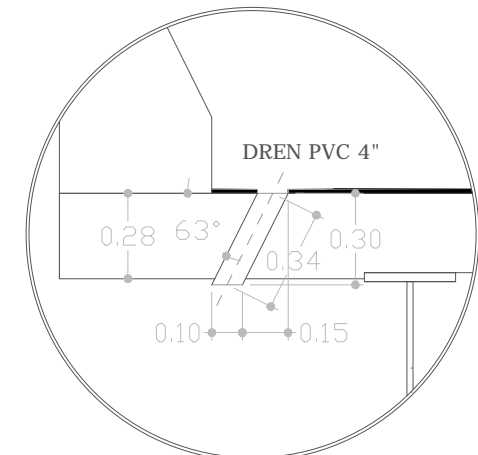
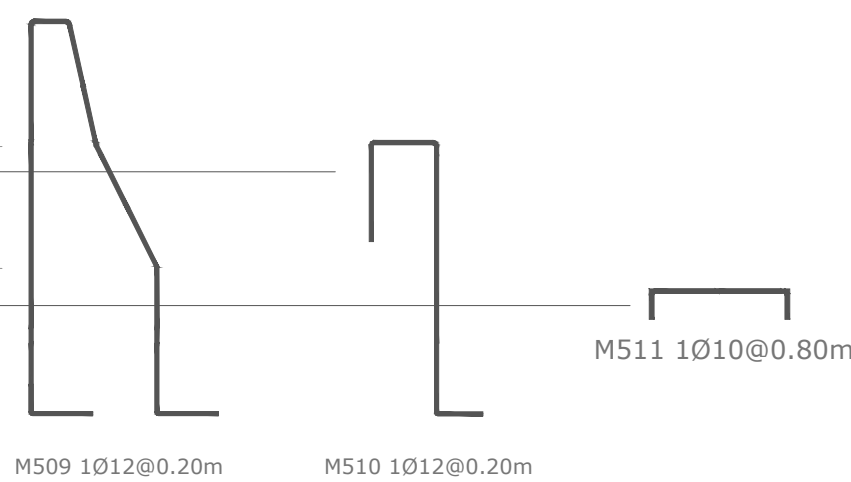
PARAPETO
ESC 1:25



ARMADURA DE PARAPETO
ESC 1:25



ARMADURA TABLERO-PARAPETO
ESC 1:25



DETALLE 1
ESC 1:25

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	d				
MARCAS											
500	C	16	225	10,80	0,05	0,20	-	11,30	2542,50	4012,07	
501	I	16	225	9,00	-	-	-	9,00	2025,00	3195,45	
502	J	12	450	2,00	0,05	0,20	-	2,25	1012,50	899,10	
503	L	10	450	2,00	0,10	-	-	2,10	945,00	583,07	
504	I	14	165	12,00	-	-	-	12,00	1980,00	2391,84	
505	I	10	114	12,00	-	-	-	12,00	1368,50	844,06	
506	L	14	110	5,60	0,15	-	-	5,75	566,50	684,33	
507	L	10	76	5,00	0,15	-	-	5,15	391,40	241,49	
508	C	10	1008	0,18	0,03	0,03	-	0,30	302,40	196,58	
509	O	12	450	1,29	0,12	0,20	1,64	3,25	1462,50	1298,70	
510	Z	12	450	0,90	0,32	0,21	0,15	1,58	711,00	631,37	
511	U	10	112	0,45	0,10	-	-	0,65	72,80	44,92	
512	I	12	72	12,00	-	-	-	12,00	864,00	767,23	
513	L	12	48	5,60	0,10	-	-	5,70	273,60	242,96	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310

HORMIGÓN f'c = 280 Kg/cm2 EN TABLERO
HORMIGÓN f'c = 240 Kg/cm2 EN PARAPETOS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGÓN
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE f _y =420Kg/cm ² RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS EN PROYECTOS ESTANDAR DE 6 pulgadas DE DIAMETRO Y 12 pulgadas DE ALTURA f' _c =280Kg/cm ² DEFORMACION MINIMA A LA RUTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16 mm	HORMIGÓN EN TABLERO RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS EN PROYECTOS ESTANDAR DE 6 pulgadas DE DIAMETRO Y 12 pulgadas DE ALTURA f' _c =240Kg/cm ² HORMIGÓN EN PROTECCIONES LATERALES (PARAPETOS) RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS EN PROYECTOS ESTANDAR DE 6 pulgadas DE DIAMETRO Y 12 pulgadas DE ALTURA f' _c =240Kg/cm ² DEFORMACION MINIMA A LA RUTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16 mm
TRASLAPES MINIMOS: 6 veces el espesor en PLACAS = 40x NO MENOS DE 40cm	TRANSVERSAL DEL HORMIGÓN NO MENOS DE 140cm = 140 PULG. LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN NO MENOS DE 140cm = 140 PULG. TAMAÑO MINIMO DE LOS ARMAZONES = 254mm = 10.00 PULG. TAMAÑO MINIMO DE LOS ARMAZONES = 254mm = 10.00 PULG. TAMAÑO DE REINFORZAMIENTO PARA DISEÑOS NO MENOS DE 6 PROYECTOS POR CADA 100 m ³ DE HORMIGÓN, O POR 450 m ² DE SUPERFICIE

CODIGOS/ESTANDARES UTILIZADOS	CARGAS DE DISEÑO
ESPECIFICACIONES ASADO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO DE LOS ESTADOS LIMITE	

GENERALES
ES RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR VOLUMENES Y RESUMENES DE MATERIALES PARA CANTIDADES DE OBRA DENSIDAD DEL HORMIGÓN = 2400Kg/m ³ DENSIDAD DEL ACERO = 7850Kg/m ³

TIPOS DE ACEROS
TIPO C: a, b, c, d TIPO J: a, b, c, d TIPO L: a, b, c, d TIPO O: a, b, c, d TIPO Z: a, b, c, d TIPO U: a, b, c, d

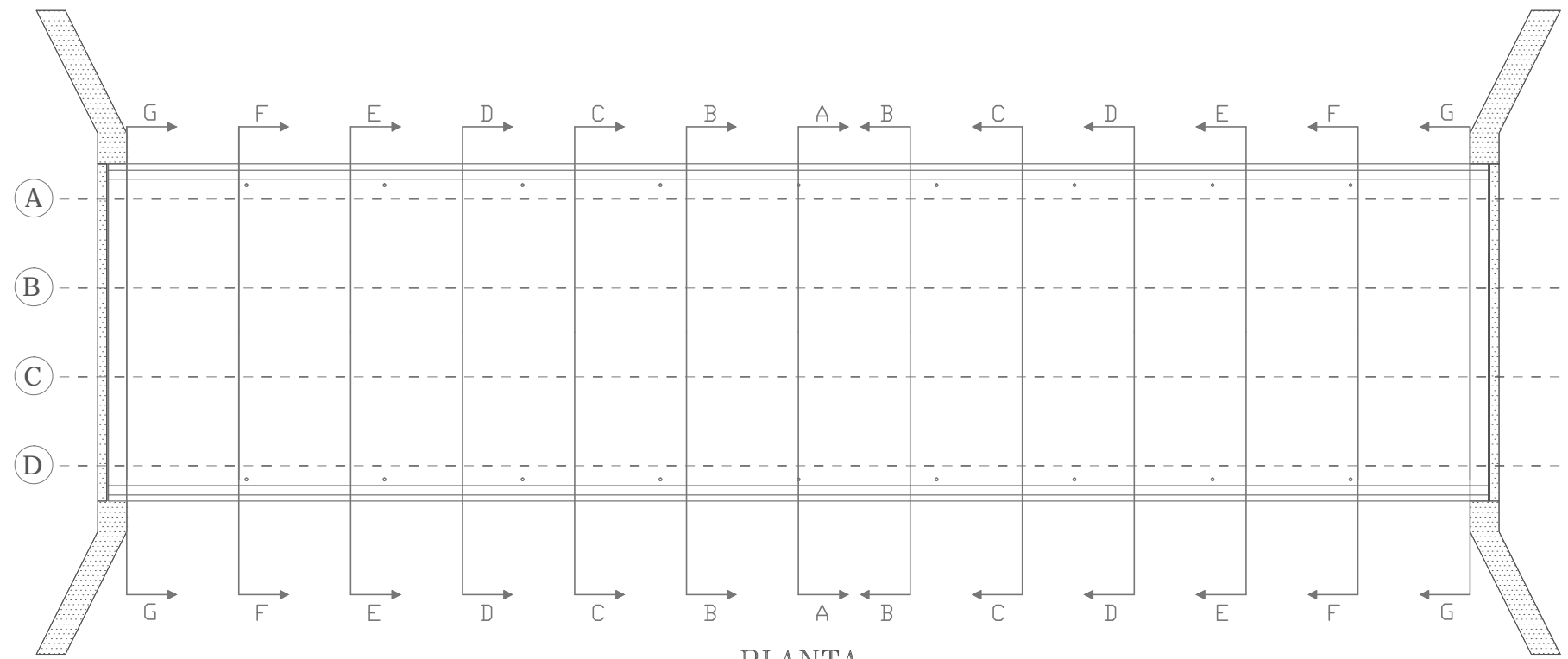
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA, CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
--

	PROYECTO: SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO PIEDRA FINA II
---	---

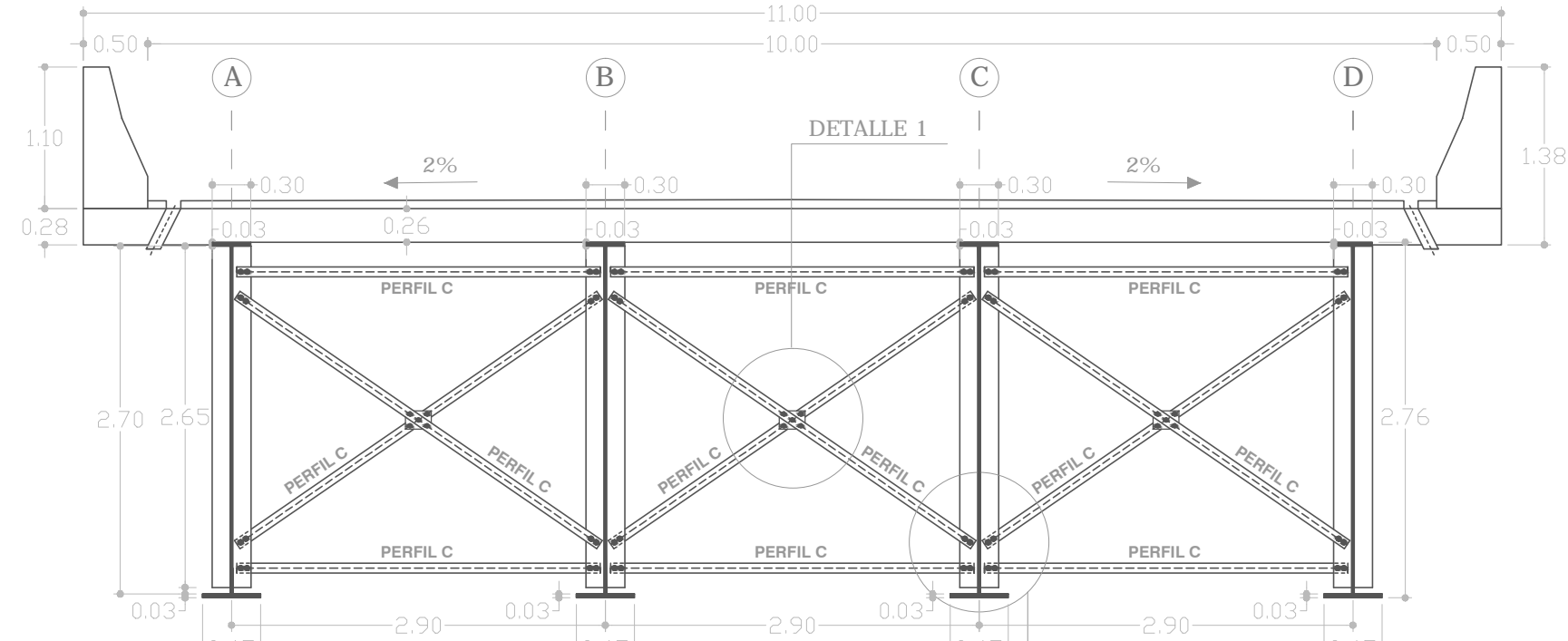
UBICACION: SECTOR EL REVENTADOR PROV. SUCUMBIOS	CONTIENE: TABLERO PARAPETO
--	---

DISEÑO: RAFAEL FONSECA MANUEL AGUSTIN
--

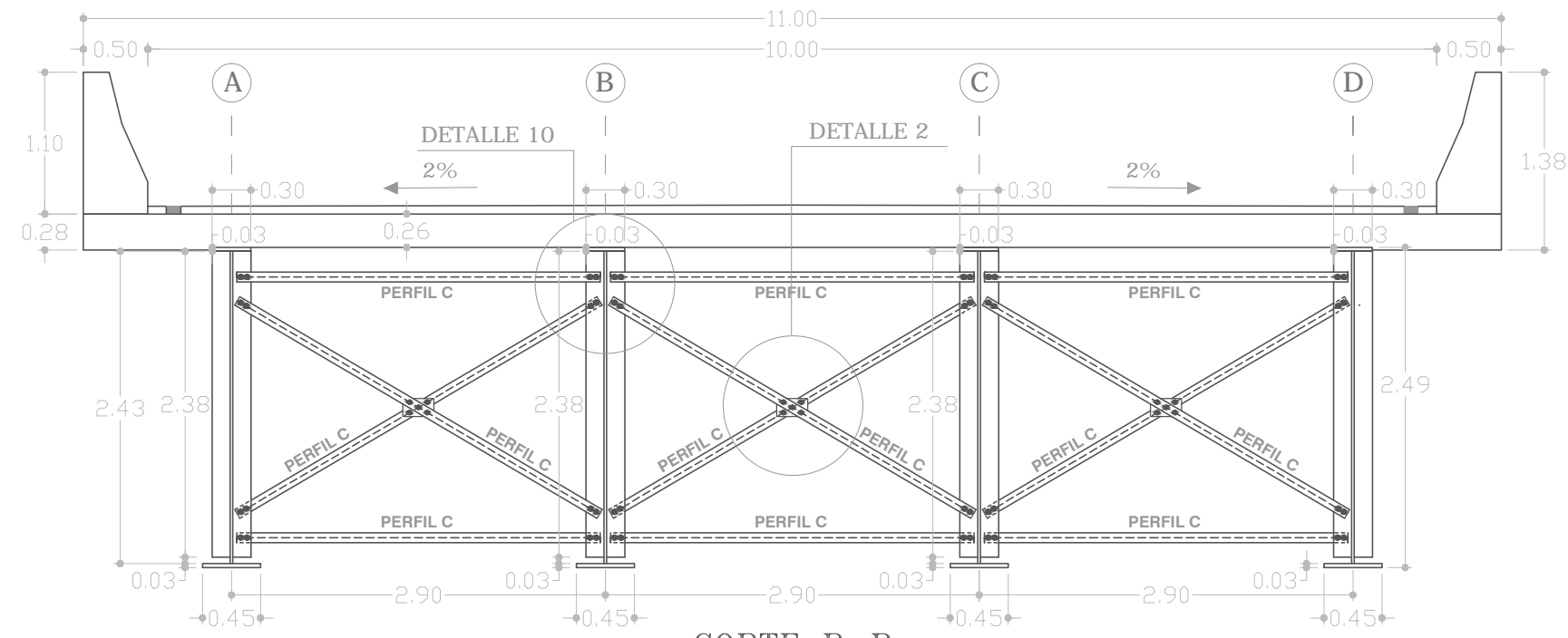
Fecha: DICIEMBRE 2013	Escala: INDICADAS	Lámina: 2/5
--	------------------------------------	------------------------------



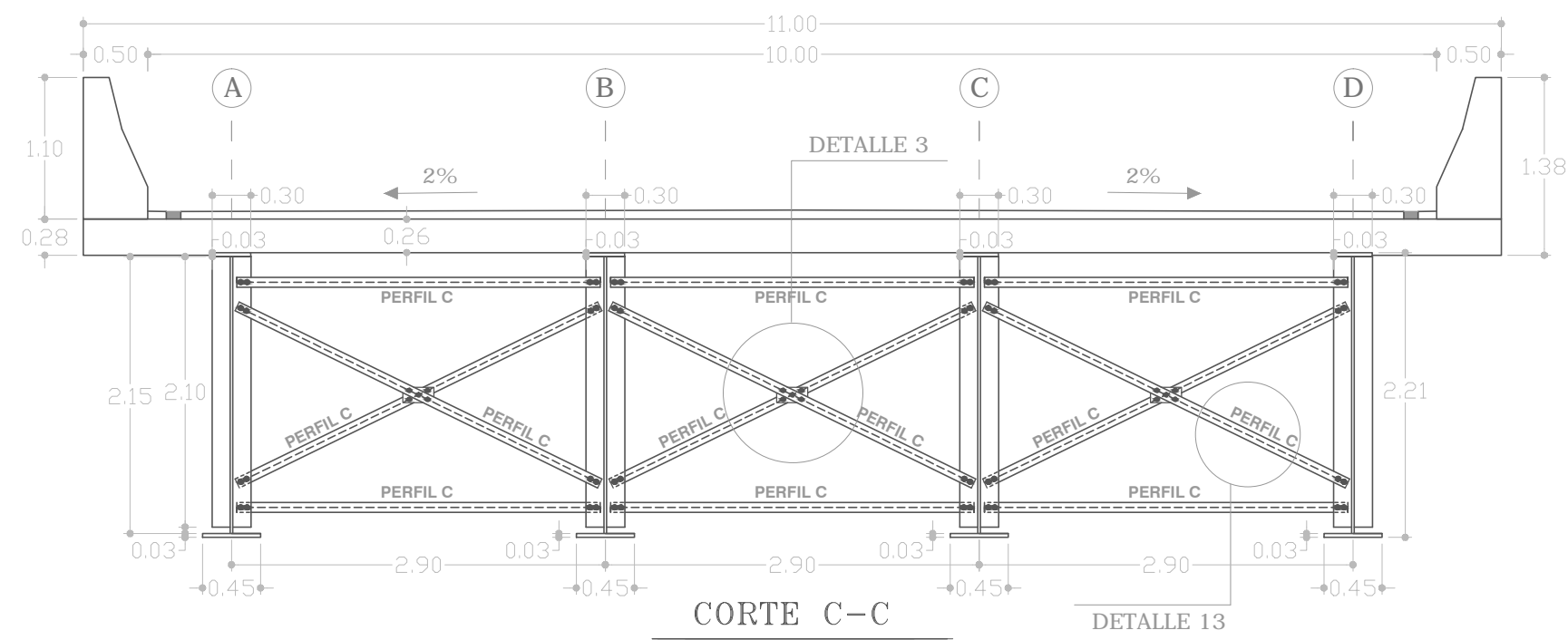
PLANTA
ESC 1:200



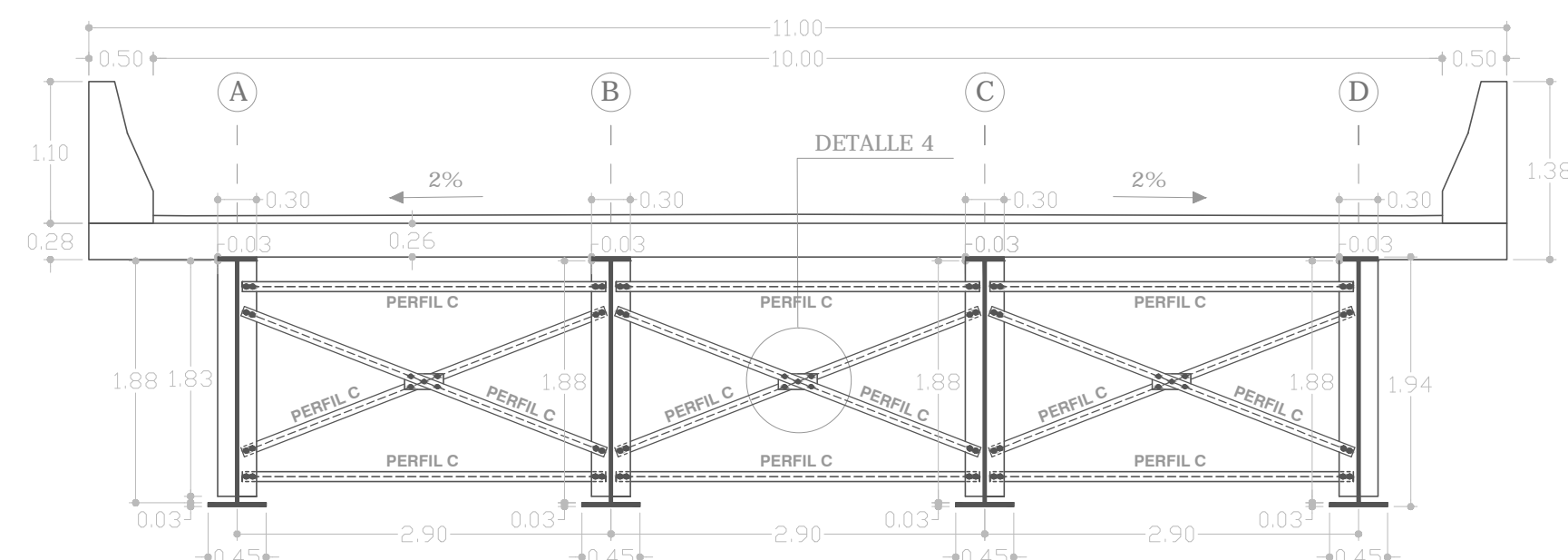
CORTE A-A
ESC 1:50



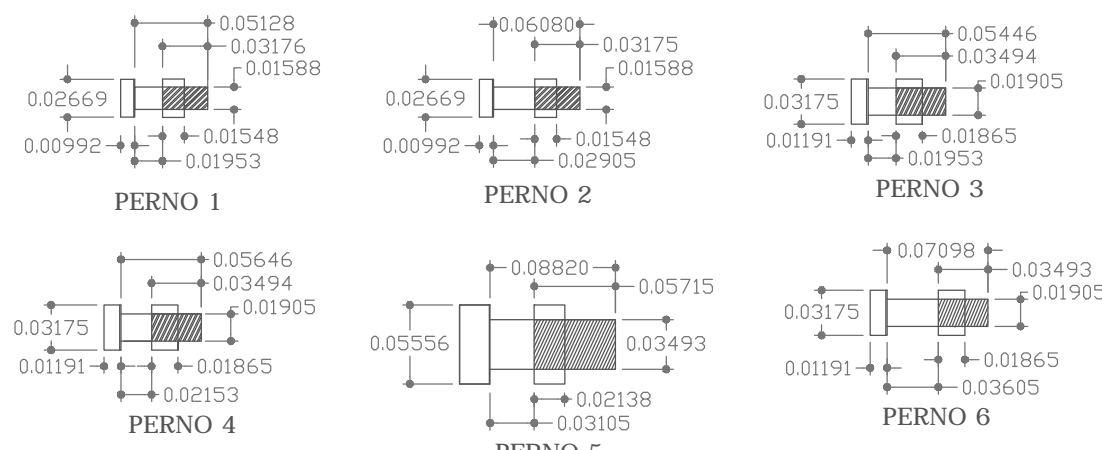
CORTE B-B
ESC 1:50



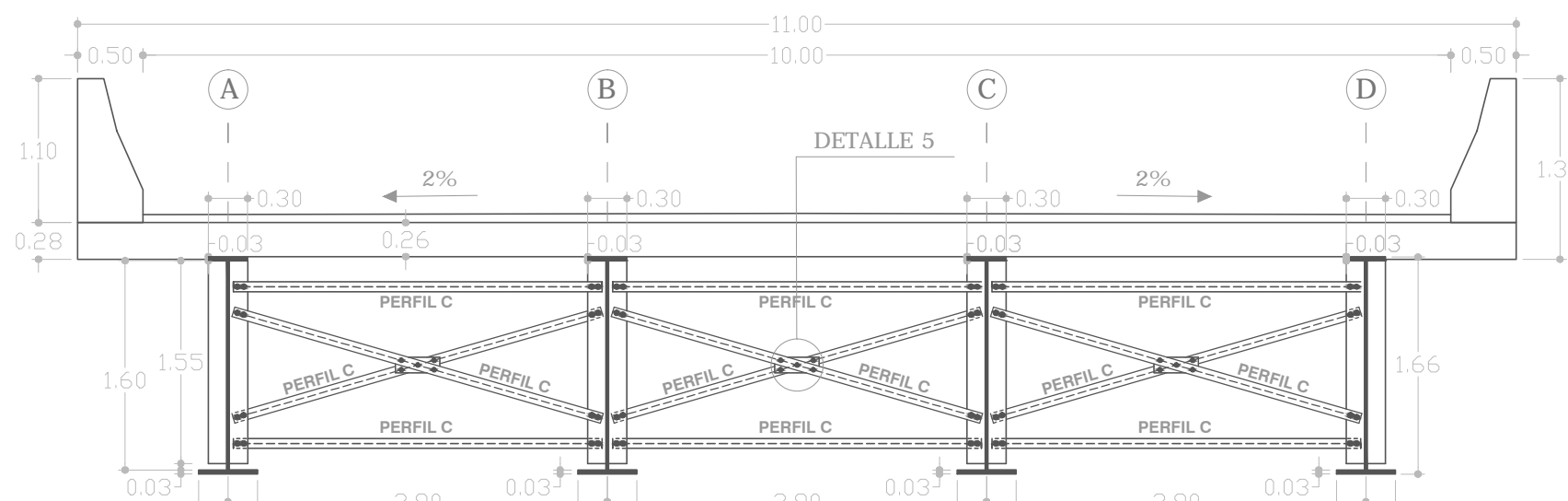
CORTE C-C
ESC 1:50



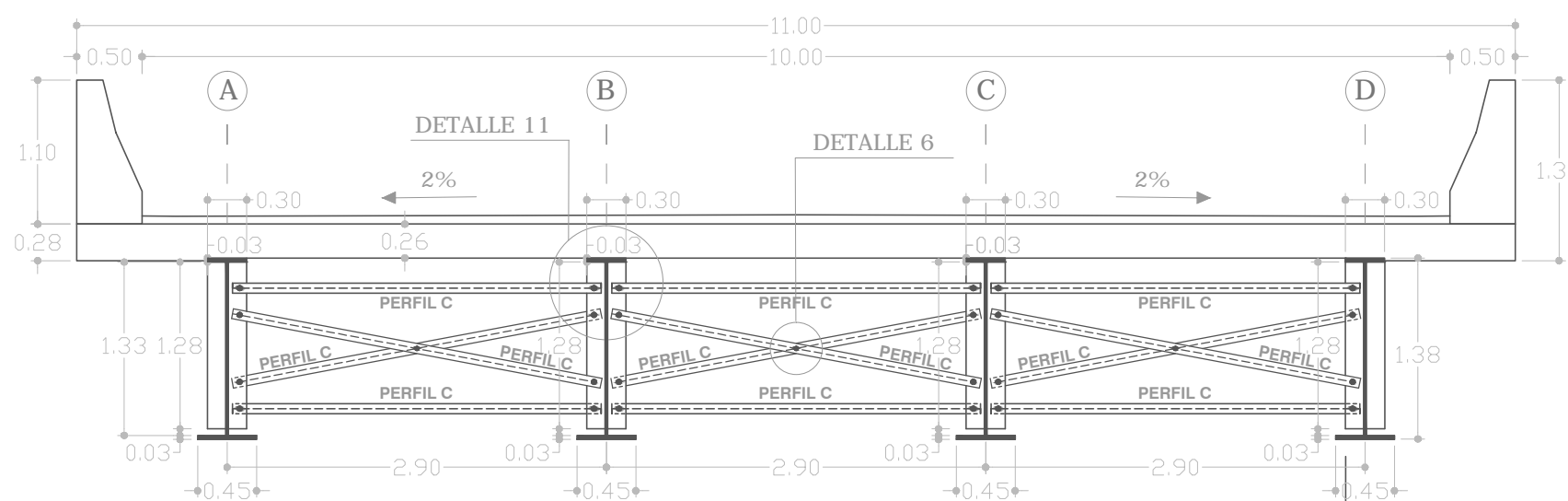
CORTE D-D
ESC 1:50



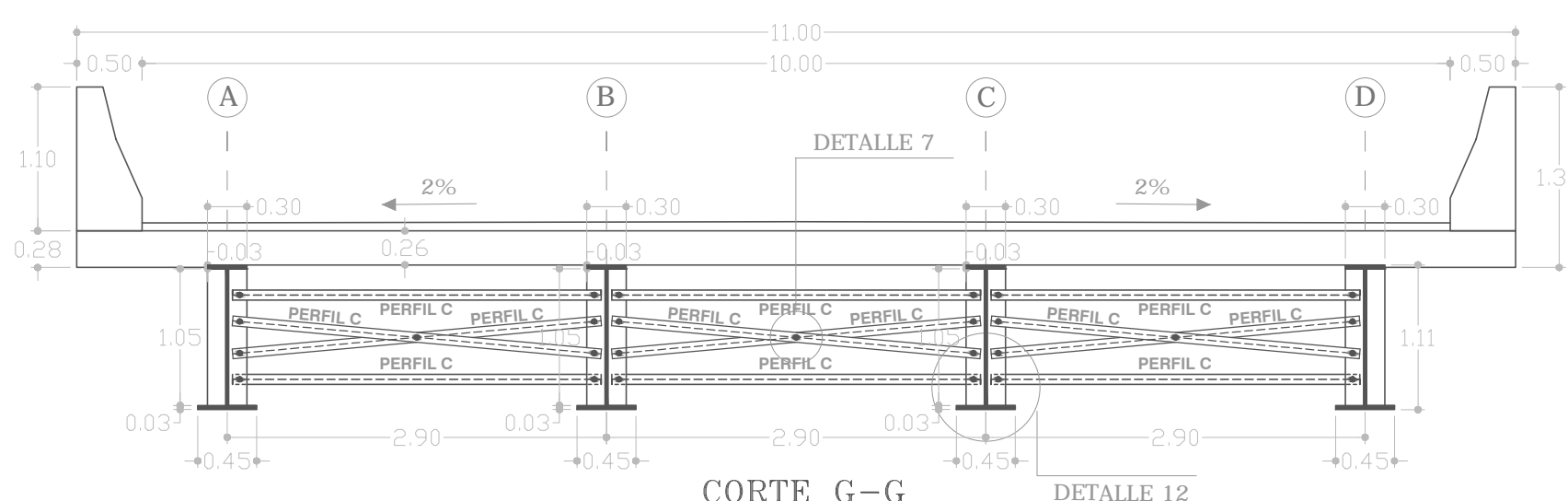
DETALLE DE PERNOS DE CONEXIÓN
ESC 1:5



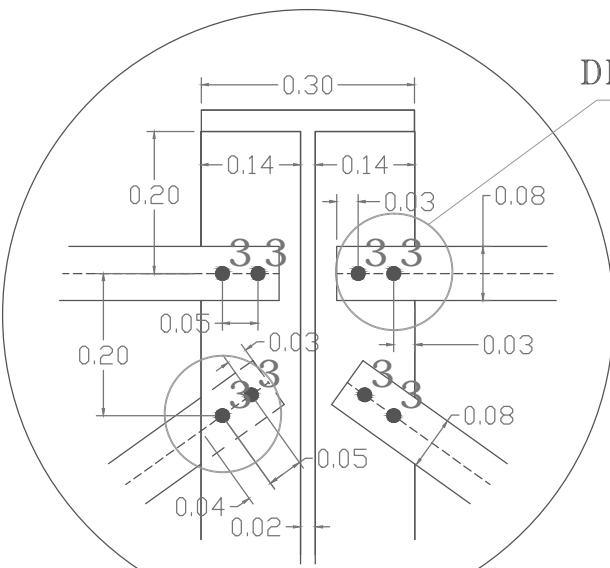
CORTE E-E
ESC 1:50



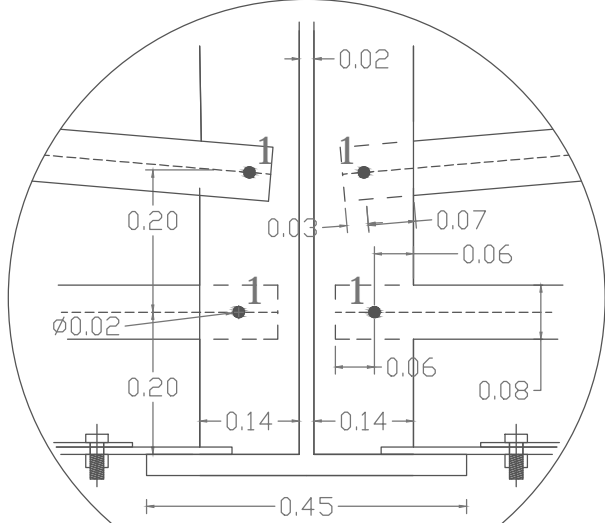
CORTE F-F
ESC 1:50



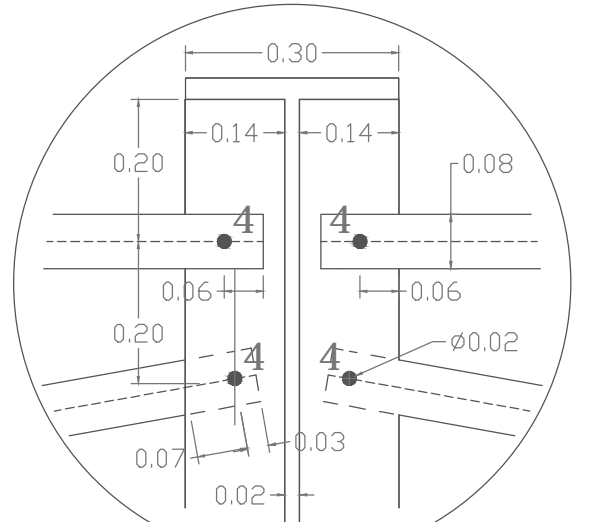
CORTE G-G
ESC 1:50



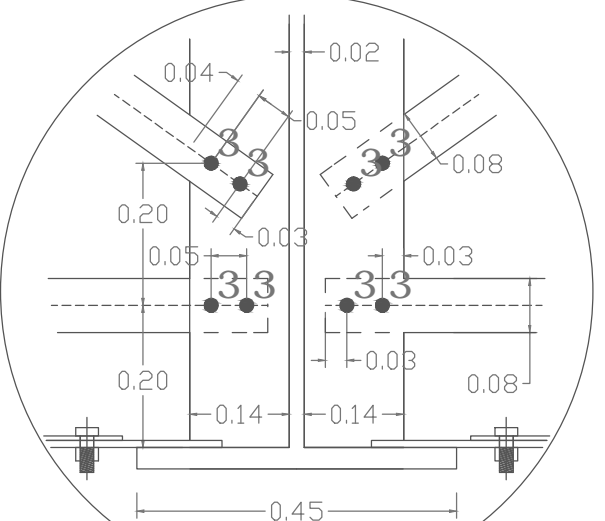
DETALLE 10
ESC 1:10



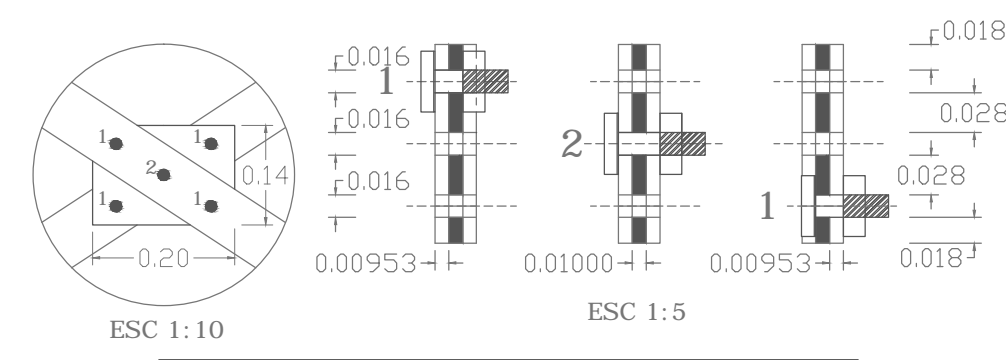
DETALLE 8
ESC 1:10



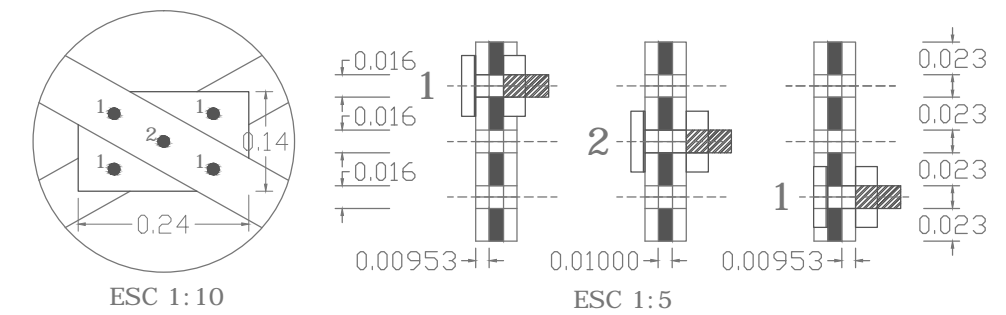
DETALLE 11
ESC 1:10



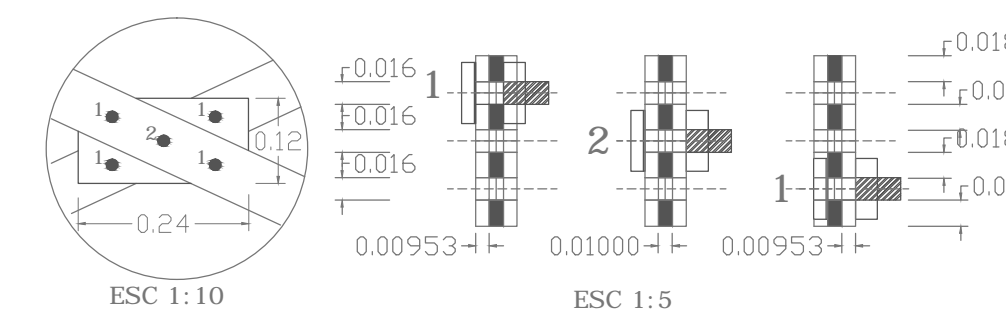
DETALLE 12
ESC 1:10



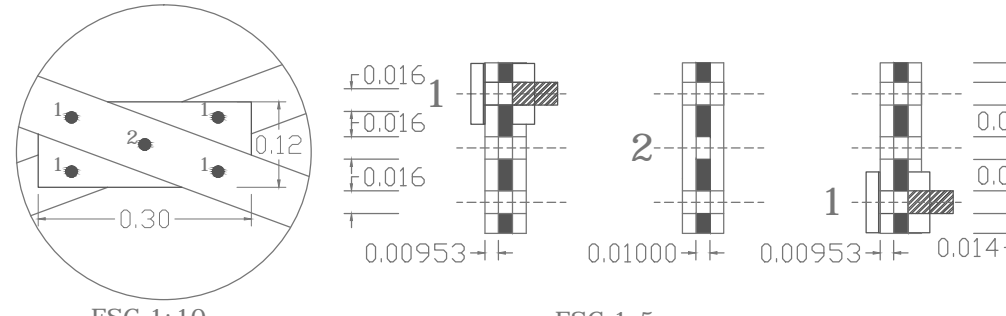
DETALLE 1
PLACA I



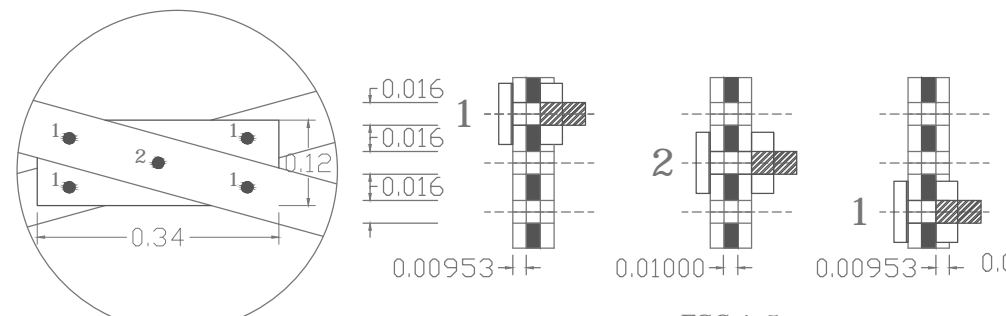
DETALLE 2
PLACA II



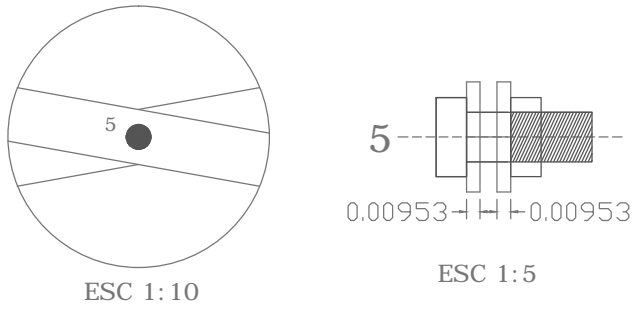
DETALLE 3
PLACA III



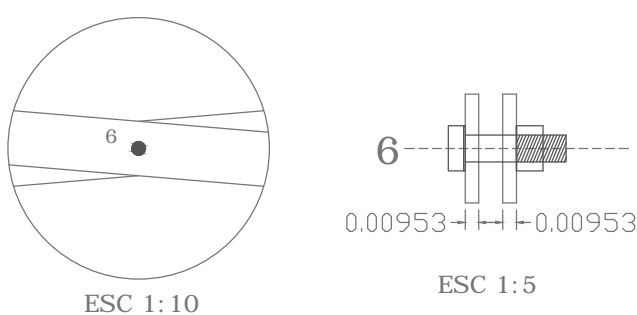
DETALLE 4
PLACA IV



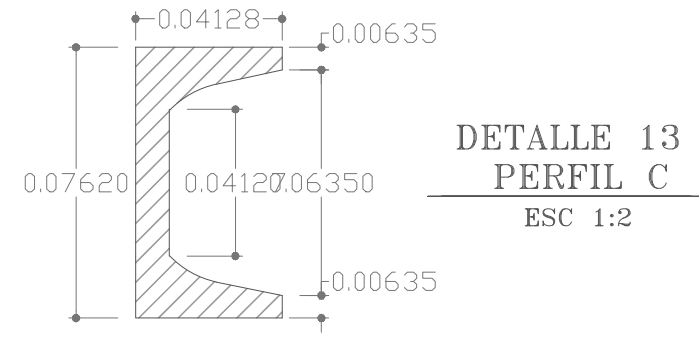
DETALLE 5
PLACA V





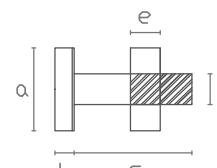
DETALLE 6



DETALLE 7



DETALLE 13
PERFIL C
ESC 1:2

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL											
ACERO A36 (PLACAS)											
Mc	GEOMETRIA	No.	DIMENSIONES				VOLUMEN PARCIAL (m ³)	VOLUMEN TOTAL (m ³)	PESO (Kg)	OBS.	
			a	b	c	d					
115	RECTANGULAR	3	0,20	0,14	0,01	-	0,00028	0,00084	6,59	PLACA I	
116	RECTANGULAR	6	0,24	0,14	0,01	-	0,00034	0,00202	15,83	PLACA II	
117	RECTANGULAR	6	0,24	0,12	0,01	-	0,00029	0,00173	13,56	PLACA III	
118	RECTANGULAR	6	0,30	0,12	0,01	-	0,00036	0,00216	16,96	PLACA IV	
119	RECTANGULAR	6	0,34	0,12	0,01	-	0,00041	0,00245	19,22	PLACA V	
<div></div> <div>115-119</div>											
ACERO A36 (PERFIL <DIAGRAMAS Y DIAGONALES VERTICALES>)											
Mc	TIPO	No.	DIMENSIONES				VOLUMEN PARCIAL (m ³)	VOLUMEN TOTAL (m ³)	PESO (Kg)	OBS.	
			sección transversal (a)		b						
121	c	78	0,001350		2,81	0,00319	0,24877	1952,84	DIAGRAMAS		
122	c	12	0,001350		2,83	0,00321	0,03854	302,58	DIAGRAMAS		
123	c	12	0,001350		2,87	0,00326	0,03909	306,85	DIAGRAMAS		
124	c	12	0,001350		2,93	0,00333	0,03991	313,27	DIAGRAMAS		
125	c	12	0,001350		3,02	0,00343	0,04113	322,89	DIAGRAMAS		
126	c	12	0,001350		3,13	0,00355	0,04263	334,65	DIAGRAMAS		
127	c	12	0,001350		3,26	0,00370	0,04444	340,55	DIAGRAMAS		
128	c	6	0,001350		3,41	0,00387	0,02322	182,29	DIAGRAMAS		
<div></div> <div>121-128</div>											
ACERO A490 (PERNOS)											
Mc	TIPO	No.	DIMENSIONES					VOLUMEN PARCIAL (m ³)	VOLUMEN TOTAL (m ³)	PESO (Kg)	OBS.
			a	b	c	d	e				
129	1	216	0,02669	0,0992	0,05128	0,0598	0,01548	0,0000142	0,003070	24,10	D=1,588cm
130	2	15	0,02669	0,0992	0,06680	0,0598	0,01548	0,0000142	0,000213	1,67	D=1,588cm
131	3	108	0,03175	0,0191	0,05446	0,01905	0,01865	0,0000242	0,002613	20,51	D=1,905cm
132	4	12	0,03175	0,0191	0,05446	0,01905	0,01865	0,0000242	0,000290	2,28	D=1,905cm
133	5	6	0,05556	0,02138	0,08820	0,03493	0,02138	0,0001037	0,000622	4,88	D=3,493cm
134	6	6	0,03175	0,0191	0,07098	0,01905	0,01865	0,0000242	0,000145	1,14	D=1,905cm
<div></div> <div>129-134</div>											

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ACERO ESTRUCTURAL A-588	CONECTOR DE CORTE
ACERO ESTRUCTURAL A-36	PERNO
CODIGOS/ESTANDARES UTILIZADOS	
ESPECIFICACIONES (ASHTO LRFD 2004)	
ESPECIFICACIONES AIS 1.5	
GENERALES	
DENSIDAD DEL ACERO = 7850kg/m ³	

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA, CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE
SOBRE EL RIO PIEDRA FINA II

UBICACION:
SECTOR EL REVENTADOR
PROV. SUCUMBIOS

CONTIENE:
CONTRAVIENTOS
- DIAFRAGMAS
- DIAGONALES VERTICALES

DISEÑO:
RAFAEL FONSECA
MANUEL AGUSTIN

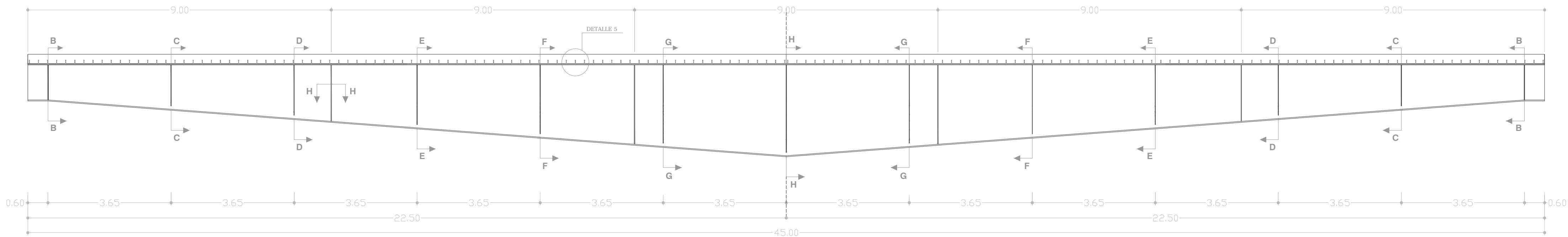
Fecha:
DICIEMBRE 2013

Escala:
INDICADAS

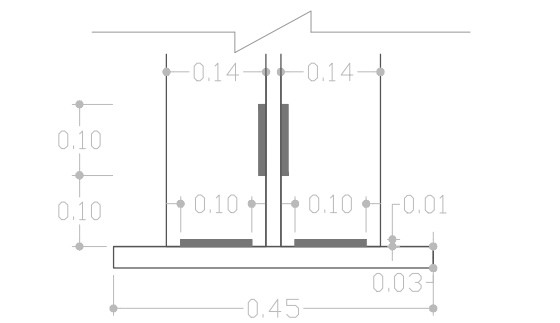
Lamina:
4/5



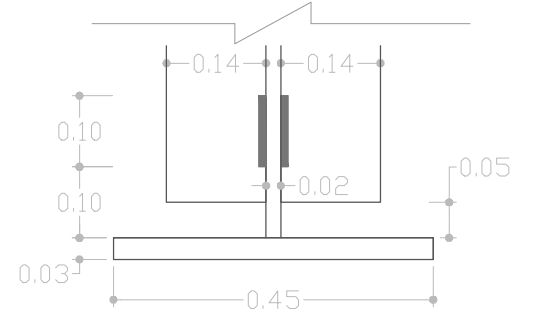
PLANTA
ESC 1:75



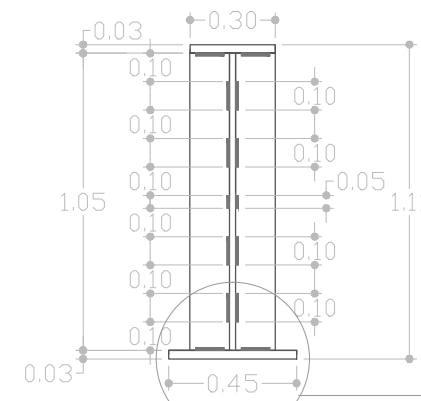
CORTE A-A
ESC 1:75



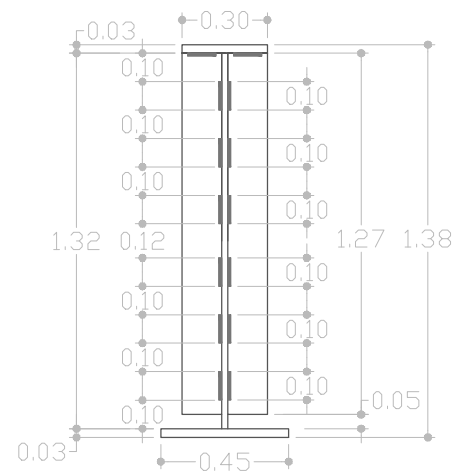
DETALLE 3
SUELDA DE FILETE
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL
DE APOYO-PATÍN INFERIOR
ESC 1:10



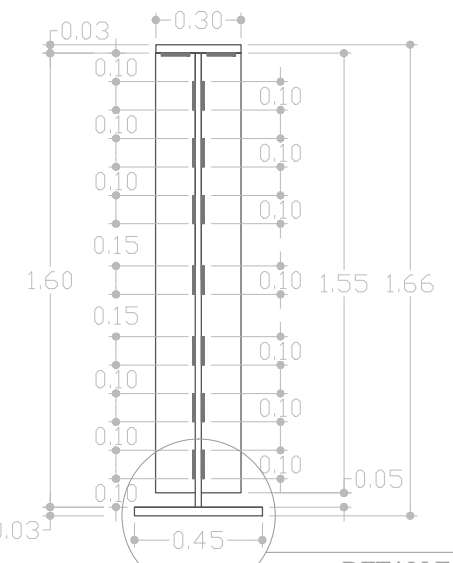
DETALLE 4
ESC 1:10



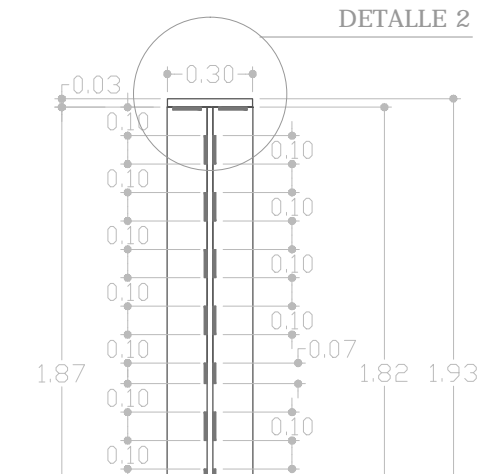
CORTE B-B
ESC 1:25



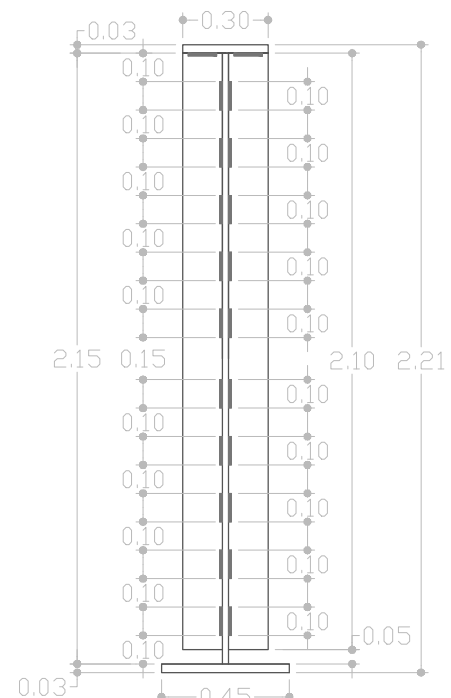
CORTE C-C
ESC 1:25



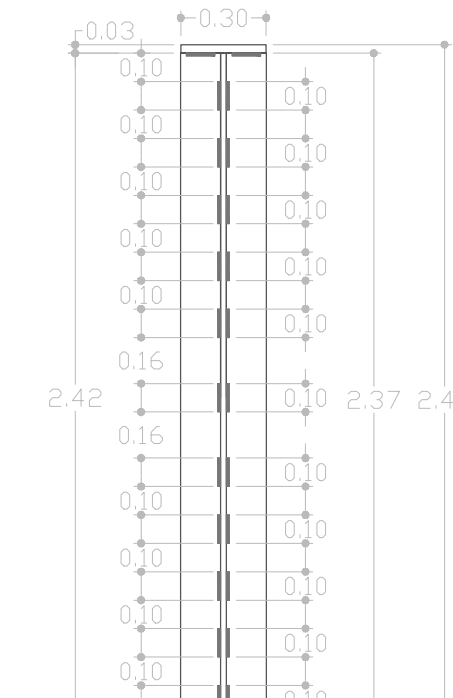
CORTE D-D
ESC 1:25



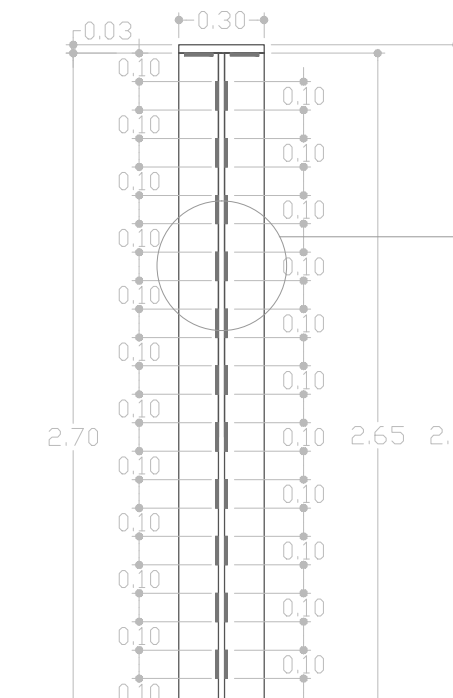
CORTE E-E
ESC 1:25



CORTE F-F
ESC 1:25

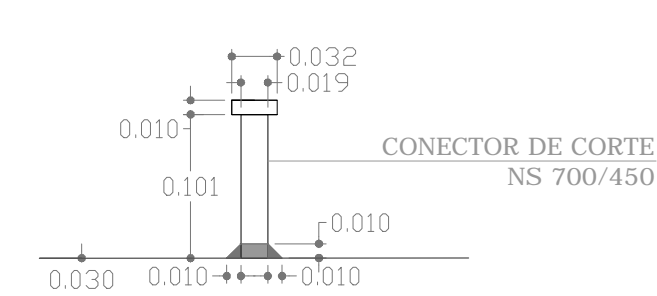


CORTE G-G
ESC 1:25

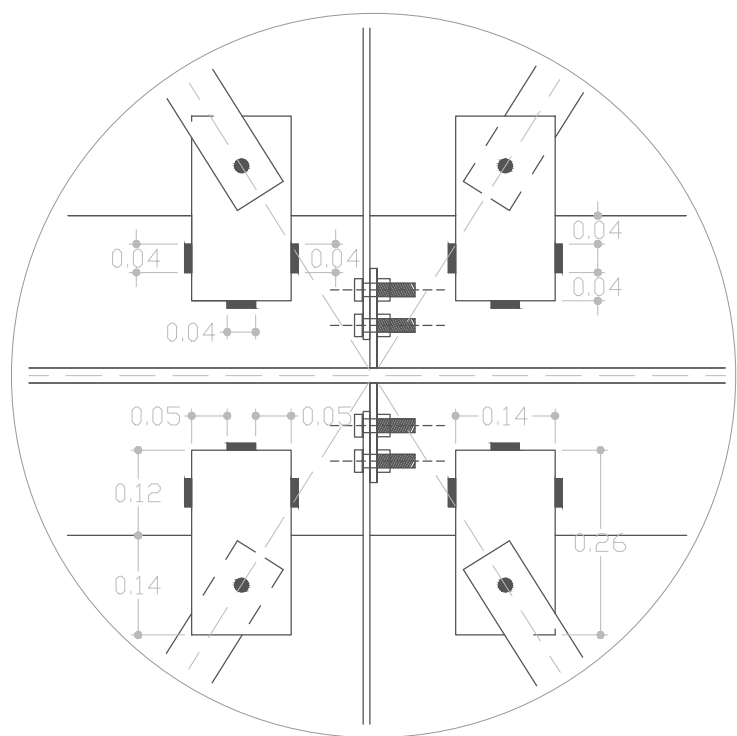


CORTE H-H
ESC 1:25

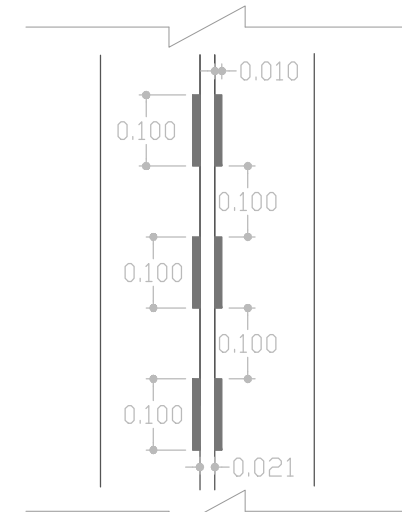
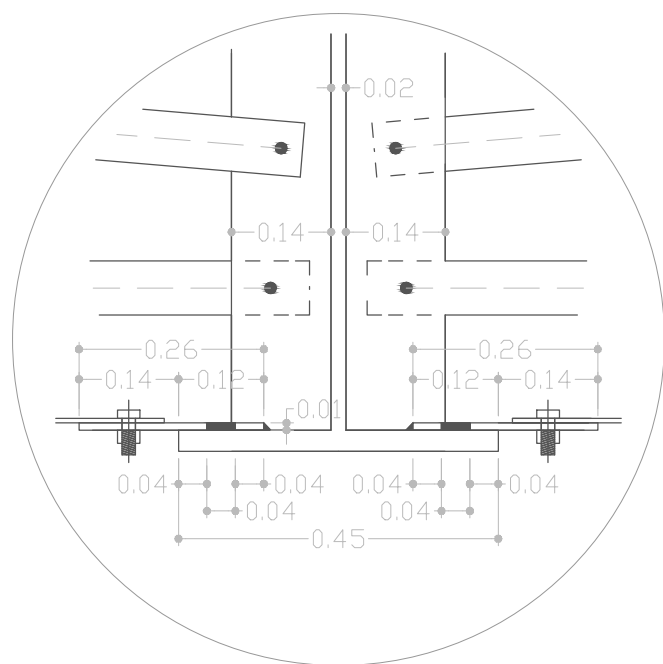
DETALLE 1



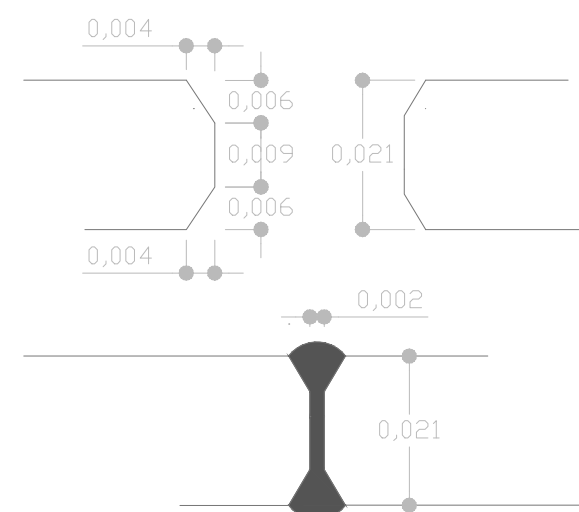
DETALLE 5
SUELDA DE FILETE
CONECTOR DE
CORTE-PATÍN SUPERIOR
ESC 1:5



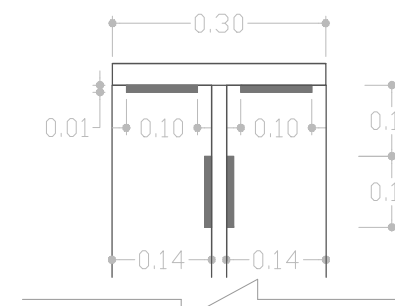
SUELDA DE FILETE
PLACA-PATÍN INFERIOR
ESC 1:10



DETALLE 1
SUELDA DE FILETE
RIGIDIZADOR
TRANSVERSAL-ALMA
ESC 1:10



CORTE H-H
SUELDA A TOPE ALMA-ALMA
ESC 1:1



DETALLE 2
SOLDADURA DE FILETE
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL-PATÍN SUPERIOR
ESC 1:10

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ACERO ESTRUCTURAL A-588 VIGAS METÁLICAS	CONECTOR DE CORTE NS 700/450
ACERO ESTRUCTURAL A-36 PROTECTOR (DE APOYO) PROTECTOR (INTERIOR) PROTECTOR (EXTERIOR) PROTECTOR (HORIZONTAL, DENTADO) PROTECTOR (HORIZONTAL, SIN DENTADO) PROTECTOR (HORIZONTAL, DENTADO) PROTECTOR (HORIZONTAL, SIN DENTADO) PROTECTOR (HORIZONTAL, DENTADO) PROTECTOR (HORIZONTAL, SIN DENTADO)	PERNO A-490 CARGA HEXAGONAL
GENERALES	
_ESPECIFICACIONES (ASHTO LRFD 2004)	
_ESPECIFICACIONES AWS 1.5	
DENSIDAD DEL ACERO = 7850kg/m ³	

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA, CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
--

	PROYECTO: SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO PIEDRA FINA II
---	---

UBICACION: SECTOR EL REVENTADOR PROV. SUCUMBIOS	CONTIENE: SUELDAS
--	------------------------------------

DISEÑO: RAFAEL FONSECA MANUEL AGUSTIN
--

Fecha: DICIEMBRE 2013	Escala: INDICADAS	Lamina: 5/5
---------------------------------	-----------------------------	------------------------------